



CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIVATES

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

**ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS ENVOLVIDOS
NO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Débora Cristina Posselt

Lajeado, junho de 2016.

Débora Cristina Posselt

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS ENVOLVIDOS NO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Dr. Emanuele Amanda Gauer.

Lajeado, junho de 2016

Débora Cristina Posselt

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS ENVOLVIDOS NO PROJETO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

A Banca examinadora abaixo aprova o Trabalho de Conclusão apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso – Etapa II, na linha de formação específica em Engenharia Civil, do Centro Universitário UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Prof. Dr. Emanuele Amanda Gauer –
orientadora - Centro Universitário
UNIVATES

Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro
Mattos – Centro Universitário
UNIVATES

Prof. Me. Rafael Mascolo – Centro
Universitário UNIVATES

Lajeado, junho de 2016

AGRADECIMENTOS

Meu agradecimento a todos aqueles que contribuíram de alguma forma na realização deste trabalho, em especial destaco:

Primeiramente a Deus, por sua proteção divina, pois sem ela não estaria concluindo esta etapa tão importante em minha vida.

A minha família, meu marido Alan O. Borger, meus pais, Decio e Cristini Posselt, e meu irmão Dárvim C. Posselt, que me deram o apoio necessário para nunca pensar em desistir ao longo de minha caminhada acadêmica.

Por último, minha professora orientadora Emanuele A. Gauer, pelos conhecimentos repassados e sugestões para a realização deste trabalho.

RESUMO

A capacidade de carga é um item muito importante a ser determinado no projeto de fundações. Ela pode ser entendida como a resistência do solo até sua ruptura, ou seja, o quanto de carga ele suporta antes de romper. As fundações tem a função de transmitir as cargas da estrutura para o solo. Para isso, existem dois tipos de fundações: as superficiais e as profundas, que são adotadas conforme o mecanismo de transferência da solicitação da estrutura para o solo. Para estimar a capacidade de carga das fundações superficiais existem diversos métodos, dentre eles o método teórico de Terzaghi (1943), com a fórmula generalizada para o cálculo da capacidade de suporte de fundações rasas, à qual foram introduzidos alguns fatores por Hansen (1961) *apud* Velloso e Lopes (2010) e Vesic (1975). O presente trabalho analisa a sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo e da estrutura da fundação no cálculo da capacidade de carga das fundações superficiais. Os resultados foram obtidos através de uma planilha eletrônica analisando 2 modelos: caso geral com solo coesivo-friccional (com ϕ' e c'); e estudo de caso do solo de Lajeado (com $\phi' = 0$). Percebeu-se que os parâmetros estão totalmente ligados à carga que o sistema solo-fundação suporta, conforme aumentam os valores dos parâmetros também aumenta a capacidade suporte da fundação, tanto para o caso geral como para o estudo de caso do solo de Lajeado, sendo que o aumento da largura da base, profundidade da fundação, peso específico do solo e da coesão do solo provocam um acréscimo linear na capacidade de carga. O aumento do ângulo de atrito provoca um acréscimo exponencial de capacidade de carga. Somente as inclinações da base e do terreno provocam um decréscimo polinomial na capacidade de carga das fundações superficiais. Desta forma, foi possível estabelecer relações que representem o crescimento de capacidade de carga à ruptura do solo com a variação de cada um dos parâmetros.

Palavras chave: Fundações superficiais; capacidade de carga, parâmetros geotécnicos.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: ESQUEMA DO ÂNGULO DE ATRITO	21
FIGURA 2: ENVOLTÓRIA DE RUPTURA	22
FIGURA 3: EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO	23
FIGURA 4: EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	25
FIGURA 5: EQUIPAMENTO DE SONDAGEM SPT	27
FIGURA 6: EQUIPAMENTO DE ENSAIO CPT	28
FIGURA 7: SISTEMA SAPATA-SOLO	30
FIGURA 8: TIPOS DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	31
FIGURA 9: FORMATO DOS RADIERES	34
FIGURA 10: PRESSÕES DE CONTATO E ESFORÇOS INTERNOS DA FUNDAÇÃO	35
FIGURA 11: INFLUÊNCIA DOS FATORES: PROPRIEDADES DO SOLO (A) E INTENSIDADE DAS CARGAS (B-D)	36
FIGURA 12: INFLUÊNCIA DOS FATORES: CARACTERÍSTICAS DAS CARGAS APLICADAS (A) E RIGIDEZ RELATIVA FUNDAÇÃO-SOLO (B)	37
FIGURA 13: CONTRIBUIÇÕES DA ESTRUTURA	38
FIGURA 14: CONJUNTO CONSTITUÍDO (A) FUNDAÇÃO E SUPERESTRUTURA (B) FUNDAÇÃO E VIGA EQUIVALENTE	39
FIGURA 15: COMPORTAMENTO DO SOLO ATÉ SUA RUPTURA	40
FIGURA 16: RUPTURA GENERALIZADA	41
FIGURA 17: RUPTURA DE PUNCIONAMENTO	42
FIGURA 18: RUPTURA LOCALIZADA	42
FIGURA 19: CURVA TENSÃO X RECALQUE PARA ENSAIO DE PLACA EM ARGILA	44
FIGURA 20: PLANO DE RUPTURA	51
FIGURA 21: CUNHA DE SOLO ABAIXO DA SAPATA	51
FIGURA 22: ÁREA EFETIVA	55
FIGURA 23: FUNDAÇÃO MODELO	63

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: VALORES DE TENSÃO ADMISSÍVEL CONFORME O TIPO DE SOLO.....	47
TABELA 2: TENSÕES BÁSICAS SEGUNDO A NBR 6122/1994	48
TABELA 3: FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA	57
TABELA 4: FATORES DE FORMA	58
TABELA 5: VALORES INICIAS DOS PARÂMETROS	64
TABELA 6: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA LARGURA DA BASE	65
TABELA 7: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE ASSENTAMENTO	66
TABELA 8: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO	67
TABELA 9: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA COESÃO DO SOLO.....	68
TABELA 10: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO DO SOLO	69
TABELA 11: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO DA BASE	70
TABELA 12: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO DO TERRENO	71
TABELA 13: DADOS DOS ENSAIOS SPT DE LAJEADO/RS.....	73
TABELA 14: VALORES INICIAS DOS PARÂMETROS DO ESTUDO DE CASO	74
TABELA 15: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA LARGURA DA BASE	75
TABELA 16: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA COESÃO DO SOLO.....	76
TABELA 17: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO	77
TABELA 18: METODOLOGIA DE PESQUISA – VARIAÇÃO DA INCLINAÇÃO DO TERRENO	78
TABELA 19: PESO ESPECÍFICO DE SOLOS ARGILOSOS	79
TABELA 20: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA LARGURA DA BASE DA FUNDAÇÃO.....	82
TABELA 21: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DA PROFUNDIDADE DE EMBUTIMENTO	86
TABELA 22: INTERAÇÕES REALIZADAS PARA ANALISAR O COMPORTAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA CONFORME A FUNDAÇÃO ESTÁ MAIS PROFUNDA NO SOLO + PORO-PRESSÃO	87
TABELA 23: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DO ÂNGULO DE ATRITO DO SOLO	90
TABELA 24: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DA COESÃO DO SOLO.....	92
TABELA 25: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DO PESO ESPECÍFICO DO SOLO	93
TABELA 26: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DA BASE DA FUNDAÇÃO	95
TABELA 27: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO TERRENO.....	97

TABELA 28: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DA COESÃO DO SOLO.....	103
TABELA 29: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DO PESO ESPECÍFICO DO SOLO	104
TABELA 30: EQUAÇÕES QUE REPRESENTAM A CAPACIDADE DE SUPORTE COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO TERRENO.....	106

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA LARGURA DA BASE -	81
GRÁFICO 2: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA LARGURA DA BASE -	83
GRÁFICO 3: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA LARGURA DA BASE E DA PROFUNDIDADE DE ASSENTAMENTO – SAPATA QUADRADA.....	84
GRÁFICO 4: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA PROFUNDIDADE.....	85
GRÁFICO 5: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DO EMBUTIMENTO DA FUNDAÇÃO LEVANDO EM CONSIDERAÇÃO A PORO-PRESSÃO.....	88
GRÁFICO 6: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DO ÂNGULO DE ATRITO	89
GRÁFICO 7: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA COESÃO DO SOLO	91
GRÁFICO 8: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DO PESO ESPECÍFICO	93
GRÁFICO 9: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DA BASE.....	95
GRÁFICO 10: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO TERRENO	96
GRÁFICO 11: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA LARGURA DA BASE E DO EMBUTIMENTO DA FUNDAÇÃO	99
GRÁFICO 12: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA LARGURA DA BASE.	100
GRÁFICO 13: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA COESÃO DO SOLO.	102
GRÁFICO 14: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DO PESO ESPECÍFICO	104
GRÁFICO 15: VARIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA COM O AUMENTO DA INCLINAÇÃO DO TERRENO	106

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

A'	Área efetiva
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
\arctg	Arco tangente
B	Largura da base da fundação
B'	Largura efetiva da base da fundação
b_c	Fator de inclinação da base
b_q	Fator de inclinação da base
b_γ	Fator de inclinação da base
c'	Coesão do solo
C_u	Coesão não drenada do solo
C_a	Forças de coesão
cos	Cosseno
cot	Cotangente
CPT	Cone Penetration Test
D	Profundidade de embutimento da fundação
d_c	Fator de profundidade
d_q	Fator de profundidade
d_γ	Fator de profundidade
e_B	Excentricidade da carga no lado B
e_L	Excentricidade da carga no lado L
E_p	Empuxo passivo
g_c	Fator de inclinação do terreno

g_q	Fator de inclinação do terreno
g_γ	Fator de inclinação do terreno
h	Profundidade de embutimento da fundação
H	Componente horizontal da carga
i_c	Fator de inclinação da carga
i_q	Fator de inclinação da carga
i_γ	Fator de inclinação da carga
L	Comprimento da base da fundação
L'	Comprimento efetivo da base da fundação
m	Componente da inclinação da carga
m_B	Componente da inclinação da carga para o lado B da fundação
m_L	Componente da inclinação da carga para o lado L da fundação
N	Força normal
NBR	Norma Brasileira
N_{SPT}	Número de golpes do ensaio SPT
N_c	Fator de capacidade de carga
N_q	Fator de capacidade de carga
N_γ	Fator de capacidade de carga
P	Carga aplicada sobre a fundação
p_r	Tensão de ruptura do solo
q	Sobrecarga
q_u	Capacidade de carga
q_{ult}	Capacidade de carga
SPT	Standart Penetration Test
s_c	Fator de forma
s_q	Fator de forma
s_γ	Fator de forma
sen	Seno
T	Força horizontal
tg	Tangente
V	Componente vertical da carga
W	Peso próprio
α	Ângulo de inclinação da base da fundação

π	Fi
ω	Ângulo de inclinação do terreno ao lado da fundação
σ_r	Tensão de ruptura
γ	Peso específico do solo
γ_{sub}	Peso específico submerso do solo
Φ'	Ângulo de atrito interno do solo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	TEMA	15
1.2	OBJETIVOS.....	15
1.2.1	<i>Objetivo geral</i>	<i>15</i>
1.2.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	<i>16</i>
1.3	PROBLEMA DE PESQUISA.....	16
1.4	HIPÓTESE.....	16
1.5	JUSTIFICATIVA	16
1.6	ESTRUTURA DO TRABALHO	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	19
2.1.1	<i>Parâmetros ligados à Resistência do Solo.....</i>	<i>20</i>
2.1.2	<i>Ensaio de Resistência do Solo.....</i>	<i>23</i>
2.1.2.1	Ensaio de cisalhamento direto	23
2.1.2.2	Ensaio de compressão triaxial.....	24
2.1.2.3	Ensaio SPT	26
2.1.2.4	Ensaio CPT	28
2.2	FUNDAÇÃO SUPERFICIAL OU DIRETA.....	29
2.2.1	<i>Bloco.....</i>	<i>31</i>
2.2.2	<i>Sapata</i>	<i>32</i>
2.2.3	<i>Viga de Fundação</i>	<i>32</i>
2.2.4	<i>Grelha.....</i>	<i>33</i>
2.2.5	<i>Sapata Associada.....</i>	<i>33</i>
2.2.6	<i>Radier</i>	<i>33</i>
2.3	ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO	34
2.3.1	<i>Propriedades do solo.....</i>	<i>35</i>
2.3.2	<i>Intensidade das cargas</i>	<i>36</i>
2.3.3	<i>Características das cargas aplicadas.....</i>	<i>36</i>
2.3.4	<i>Rigidez relativa fundação-solo</i>	<i>37</i>
2.3.5	<i>Problema da interação solo – fundação – estrutura</i>	<i>37</i>
2.4	CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS	39
2.4.1	<i>Mecanismos de Ruptura.....</i>	<i>41</i>
2.5	MÉTODOS PARA OBTEN A CAPACIDADE DE CARGA.....	43
2.5.1	<i>Método a partir de Provas de Carga sobre Placas</i>	<i>43</i>

2.5.2	<i>Métodos Semi-Empíricos</i>	45
2.5.2.1	Relações com o ensaio SPT	45
2.5.2.2	Relações com o ensaio CPT	46
2.5.3	<i>Métodos Empíricos</i>	47
2.5.4	<i>Métodos Teóricos</i>	49
2.6	MÉTODO DE TERZAGHI	50
2.6.1	<i>Contribuição de Hansen</i>	54
2.6.2	<i>Contribuição de Vesic</i>	56
3	MATERIAIS E MÉTODOS	62
3.1	CASO GERAL	63
3.2	ESTUDO DE CASO	71
4	RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS	80
4.1	CASO GERAL	80
4.1.1	<i>Largura da Base</i>	81
4.1.2	<i>Profundidade de Embutimento</i>	84
4.1.3	<i>Ângulo de Atrito de Solo</i>	89
4.1.4	<i>Coesão do Solo</i>	91
4.1.5	<i>Peso específico do solo</i>	92
4.1.6	<i>Inclinação da Base</i>	94
4.1.7	<i>Inclinação do Terreno</i>	96
4.1.8	<i>Análise geral</i>	98
4.2	RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ESTUDO DE CASO	99
4.2.1	<i>Largura da Base</i>	100
4.2.2	<i>Coesão do Solo</i>	101
4.2.3	<i>Peso específico do solo</i>	103
4.2.4	<i>Inclinação do Terreno</i>	105
4.2.5	<i>Análise geral do Estudo de caso</i>	107
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	108
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
	ANEXOS	113
	ANEXO A	114
	ANEXO B	116

1 INTRODUÇÃO

As fundações tem a função de transferir a carga da estrutura para os solos. O modo como esta carga é distribuída dá origem a dois tipos de fundações, as fundações superficiais e as profundas. As fundações superficiais transmitem a carga unicamente pela sua base, e é caracterizada por ser assentada nas primeiras camadas do solo. E as fundações profundas transmitem a carga para o solo através do atrito lateral entre o solo e o fuste e a ponta da estaca, e atingem grandes profundidades.

Dentre as fundações superficiais a que ganha maior destaque, devido ao fato de ser amplamente utilizada, são as sapatas, que de acordo com Velloso e Lopes (2010) podem possuir diversos formatos, como: quadrada, circular, retangular ou corrida. Para calcular a capacidade de carga destas fundações diretas existem diversos métodos, que foram sendo aperfeiçoados ao longo do tempo.

Antigamente, as estruturas eram muito robustas, pois não havia muitos estudos na área e, para evitar que as edificações sofressem colapso, elas eram superdimensionadas. Porém, com o passar dos anos e com o aumento da competitividade, foi necessário elaborar projetos mais esbeltos, para possibilitar obras mais econômicas.

Devido a esta necessidade de diminuição de custos, e obter edificações que mesmo esbeltas, suportem a estrutura sobre ela, os métodos para calcular as fundações tiveram que ser mais estudados. Assim, segundo Terzaghi e Peck (1948),

em meados de 1870 nasceu o conceito de tensão admissível, que consiste na máxima tensão admitida pelo solo sem romper.

Através dos anos os métodos para obter a capacidade de carga foram sendo cada vez mais aprimorados, e surgiram diversos métodos para calculá-lo. Alguns destes métodos levam em consideração o ensaio SPT (Standard Penetration Test) que obtém a capacidade de carga através de fórmulas empíricas. Outros métodos se baseiam em ensaios de provas de carga, através do qual pode-se obter os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito), nestes são utilizados métodos analíticos de determinação da capacidade suporte do solo.

Os parâmetros de resistência do solo, como a coesão e ângulo de atrito interno, tem ampla influência na capacidade de carga, pois estes estão diretamente ligados a quanto o solo suportará de carga. Este estudo abordará os diferentes métodos para obtenção da capacidade de carga, entretanto será utilizado o método teórico para avaliar a influência dos parâmetros de resistência do solo e da estrutura no cálculo da capacidade suporte.

1.1 Tema

Análise da sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo e da estrutura das sapatas na capacidade de suporte das fundações superficiais.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral do presente trabalho visa verificar a influência dos parâmetros envolvidos no projeto geotécnico de fundações superficiais.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do trabalho são os seguintes:

- Fornecer para a comunidade acadêmica, técnica e científica maiores informações sobre o projeto de fundações superficiais;
- Avaliar a variação dos fatores de forma, de profundidade da fundação, de inclinação da base, de inclinação do terreno e de capacidade de carga;
- Analisar a sensibilidade de cada um dos parâmetros e fatores na capacidade de carga das fundações diretas, e reproduzir graficamente os resultados obtidos.

1.3 Problema de pesquisa

Os parâmetros de resistência do solo e da estrutura das fundações superficiais apresentam influência positiva ou negativa na capacidade carga?

1.4 Hipótese

Conforme aumenta-se os valores dos parâmetros de resistência do solo e da estrutura da fundação, aumenta também a capacidade de suporte das fundações superficiais.

1.5 Justificativa

A capacidade de carga das fundações superficiais é um tema pouco abordado em trabalhos científicos, tendo em vista que a maioria dos trabalhos tem enfoque nas fundações profundas. Entretanto, este tema é muito importante para a área da Engenharia Civil e Arquitetura, pois a maioria das casas e obras de pequeno porte são executadas sobre este tipo de fundações.

Com o passar dos anos diversos métodos foram surgindo para obter a capacidade de suporte das fundações rasas, métodos empíricos, semi-empíricos, a

partir de provas de carga e teóricos. Dentre estes métodos, o mais conhecido e amplamente utilizado é o método teórico de Terzaghi, o qual juntamente com as contribuições de Hansen e Vesic desenvolveu-se a fórmula generalizada para a capacidade carga das fundações superficiais.

O método teórico utilizado neste estudo com base na fórmula geral da capacidade de carga de Terzaghi para a capacidade de carga, foi reavaliada por diversos estudiosos, os quais contribuíram com os estudos de Terzaghi, acrescentando mais fatores a serem considerados no cálculo, como é o caso de Hansen e Vesic. No entanto não se sabe qual a influência de cada um deles, e sua influência sobre a segurança das fundações, o que será avaliado e analisado neste trabalho.

No cálculo da capacidade de suporte das fundações diretas de Terzaghi existem vários parâmetros envolvidos, entre eles de resistência do solo e da estrutura das fundações, além dos diversos fatores que compõem a fórmula. No entanto, não existem estudos que demonstrem qual a influência de cada um destes parâmetros e fatores no resultado final da capacidade de carga.

1.6 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está estruturado em 5 capítulos, conforme segue:

No Capítulo 1 é apresentado um apanhado geral sobre a área na qual está inserido o trabalho, bem como o tema específico do estudo, seus objetivos geral e específicos, problema de pesquisa, hipótese, justificativa, delimitação do tema e estrutura do trabalho.

No Capítulo 2, está o desenvolvimento do referencial teórico necessário para fundamentar este trabalho.

No Capítulo 3 está descrito os materiais e métodos utilizados para realizar este trabalho.

No Capítulo 4 se destinará à apresentação dos resultados obtidos através deste trabalho e discussão dos mesmos.

No Capítulo 5 estão as considerações finais que este estudo possibilitou.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão aborda aspectos centrais a ser tratados no desenvolvimento deste trabalho, como resistência ao cisalhamento, parâmetros de resistência do solo, ensaios de resistência do solo, fundações superficiais, análise da interação solo-fundação, capacidade de carga, mecanismos de ruptura, métodos para calcular a capacidade suporte e a equação geral de Terzaghi para a capacidade de carga, juntamente com as contribuições de Hansen e Vesic.

2.1 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

A resistência ao cisalhamento de um solo é definida por quanto ele pode tolerar de carregamento antes de sofrer ruptura. Segundo Pinto (2012), o solo suporta bem as tensões de compressão, porém as tensões de cisalhamento e tração podem levá-lo a sua ruptura. As tensões de tração ocorrem somente em casos específicos, já as de cisalhamento são mais comuns de acontecerem.

Primeiramente utilizava-se a resistência total do solo para a resistência ao cisalhamento, porém de acordo com Terzaghi, verificou-se que somente as tensões efetivas é que definem a resistência ao cisalhamento, ou seja, esta resistência é definida como resultado imediato da pressão normal ao plano de ruptura, correlativa a tensão grão a grão (MARANGON, 2009).

Conforme Viecili (2003), o cisalhamento acontece devido ao deslizamento entre os fragmentos do solo. Os principais elementos que incidem sobre este deslizamento são o ângulo de atrito e a coesão do solo, parâmetros de resistência ao cisalhamento, cuja definição será aprofundada no próximo item.

2.1.1 Parâmetros ligados à Resistência do Solo

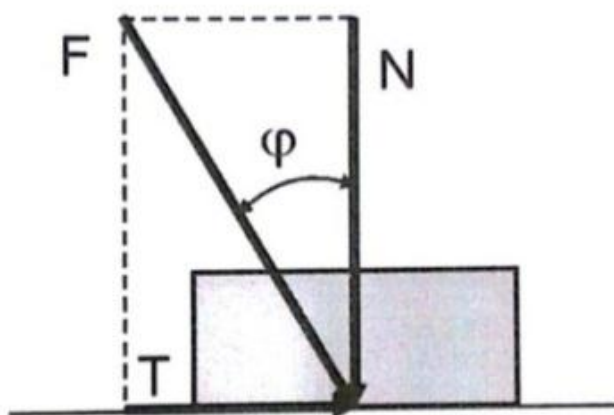
Tradicionalmente, a equação que representa a resistência do solo ao cisalhamento é a equação de Coulomb, Equação (1), na qual pode-se observar a presença dos parâmetros ângulo de atrito (ϕ') e coesão (c'). Estes parâmetros caracterizam o solo, e são definidos por seus atributos, como composição, teor de matéria orgânica, peso específico, teor de umidade, entre outros (BRAIDA, 2007).

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad (1)$$

O ângulo de atrito interno do solo de acordo com Caputo (2008) é muito complexo, pois ele não se dá somente entre dois corpos, e sim entre uma infinidade de grãos que possuem entrosamento entre eles.

Segundo Pinto (2012), o ângulo de atrito é o ângulo composto pela componente tangencial das forças horizontal (T) e normal (N). Também é compreendido como o ângulo máximo entre as forças do peso do corpo na superfície e a normal sem que aconteça o deslizamento. Quando este ângulo for alcançado ou ultrapassado, a resultante será maior que a resistência ao cisalhamento e ocorrerá o deslizamento, este mecanismo está exemplificado na Figura 1.

Figura 1: Esquema do ângulo de atrito



FONTE: PINTO, 2012

Há uma diferença entre o ângulo de atrito dos grãos de areias e argilas, pois a areia quando submetida uma força é capaz de eliminar a água do plano, assim o contato se dá de grão a grão. Já com a argila a força submetida a ela não consegue expelir a água, pois os grãos de argila estão adsorvidos a ela, isto acarreta na vinculação da resistência da argila à velocidade da carga em que é submetida, diretamente ligado à condutividade hidráulica do material (PINTO, 2012).

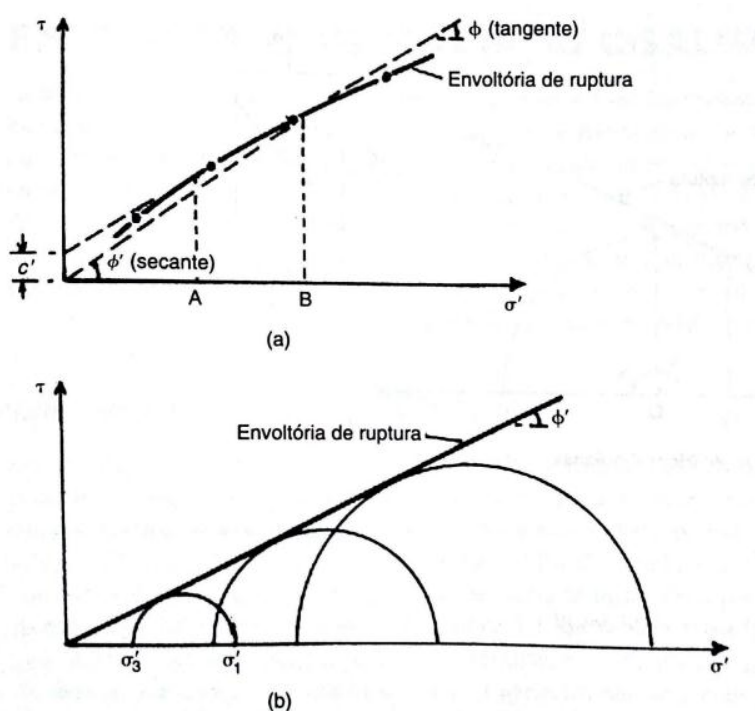
A coesão do solo, conforme observado por Caputo (2008), pode ser dividida em duas: a coesão aparente, devida a pressão capilar da água dentro dos solos, que atua como uma pressão externa; e a coesão real ou verdadeira, que é a interação entre os grãos da argila e que muda de caso para caso.

De acordo com Pinto (2012), a coesão real é a interação química entre os grãos, como se tivesse cola entre eles, não dependendo da força normal aplicada. Ela faz parte da resistência ao cisalhamento de solos úmidos. Já a coesão aparente é um fenômeno que acontece com a saturação do solo, no qual a força normal que a define é decorrente da pressão capilar.

Conforme Craig (2011) existem dois modos para encontrar os parâmetros de resistência do solo: o primeiro através de deduções das fórmulas de Mohr-Coulomb, e o segundo pela envoltória de ruptura representada pela linha reta obtida através da Equação (1), da qual extraímos os valores de c' e ϕ' . Os valores encontrados são

adequados somente para um intervalo de tensões. Na Figura 2 (a) e (b) pode-se observar como são obtidos os valores de c' e ϕ' . A coesão é dada pela distância da origem até a reta, quando a reta passa pela origem como na Figura 2(b), o valor de c' é igual a zero. O ângulo de atrito é dado pela inclinação da reta ϕ' . Em alguns casos a envoltória de ruptura pode ser um pouco curva, como mostra a Figura 2(a), neste caso é aproximada uma linha reta à curva ao longo do segmento almejado, como o exemplo da Figura 2(a), entre o segmento A e B.

Figura 2: Envoltória de Ruptura



FONTE: CRAIG, 2011

De acordo com Pinto (2012), para Mohr não há ruptura se o círculo que representa o estado de tensões ficar dentro de uma curva, que trata-se da envoltória dos círculos coerentes a estados de ruptura, analisados experimentalmente para o solo. Como envoltórias curvas são de difícil aplicação, estas são substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória, como mostra a Figura 2(b).

2.1.2 Ensaios de Resistência do Solo

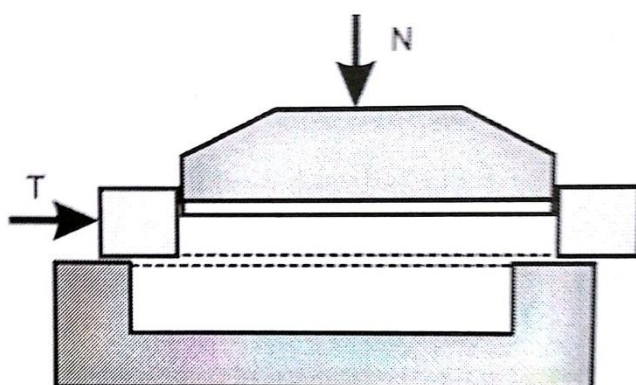
Para determinar a resistência dos solos ao cisalhamento, Pinto (2012) diz que há dois ensaios que são normalmente utilizados: o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial, os quais serão descritos nos itens a seguir. Também serão descritos dois ensaios realizados em campo, os ensaios de SPT e CPT.

2.1.2.1 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é um dos ensaios mais antigos para determinar a resistência do solo ao cisalhamento, de acordo com Pinto (2012) este ensaio é fundamentado no critério de Coulomb, onde uma tensão normal é aplicada num plano e averigua-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura.

Conforme Craig (2011), para realizar o ensaio é colocado o corpo-de-prova em uma caixa metálica, que pode ser quadrada ou circular, esta é dividida ao meio e é mantida uma folga entre estas duas partes, assim como pode ser observado na Figura 3.

Figura 3: Equipamento de ensaio de cisalhamento direto



FONTE: PINTO, 2012

Segundo Das (2013) a tensão normal (N) como observa-se na Figura 3 é aplicada no topo da caixa, e a tensão cisalhante (T) é aplicada horizontalmente na

parte superior da caixa sobre a outra, provocando seu deslocamento, para assim romper o corpo de prova, medindo-se a força suportada pelo solo antes de romper.

Durante o ensaio são aplicadas diferentes cargas verticais em vários corpos de prova, os valores de tensão de cisalhamento na ruptura são graficados conforme a tensão normal de cada um deles. Após a graficação dos valores encontrados, ajusta-se uma linha aos pontos graficados, os parâmetros de resistência ao cisalhamento são obtidos a partir desta linha, assim como mostra a Figura 2 (CRAIG, 2011).

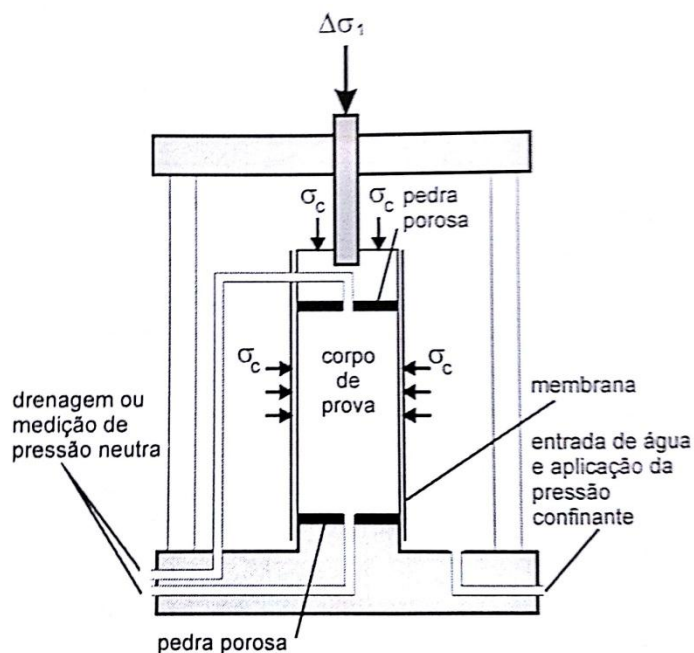
Conforme Pinto (2012) este ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade, e o módulo de cisalhamento, também é muito difícil de controlar a drenagem dos corpos de prova. Porém é muito utilizado quando se almeja aferir somente a resistência e conhecer a resistência residual, pois é um ensaio muito simples e de fácil execução.

2.1.2.2 Ensaio de compressão triaxial

Segundo Das (2013), um dos métodos mais confiáveis para definir os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, é o ensaio de compressão triaxial. De acordo com Craig (2011) é o mais utilizado e adequado para qualquer tipo de solo. Uma de suas vantagens é o controle das condições de drenagem e ainda podem-se realizar as medidas da poropressão.

O ensaio de compressão triaxial convencional consiste na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Para isto, o corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema é mostrado na Figura 4, e envolto por uma membrana de borracha. A câmara é cheia de água, à qual se aplica uma pressão, que é chamada de pressão confinante ou pressão de confinamento do ensaio. A pressão confinante atua em todas as direções, inclusive na vertical. O corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões (PINTO, 2012, p.254).

Figura 4: Equipamento de ensaio de compressão triaxial



FONTE: PINTO, 2012

Conforme Pinto (2012) o carregamento axial é realizado aplicando-se uma carga no pistão que adentra na câmara, neste caso é chamado de ensaio com carga controlada. Pode-se também realizá-lo assentando-se a câmara em uma prensa que a empurra para cima, comprimindo o pistão, neste caso o ensaio é de deformação controlada. A carga aplicada sobre o pistão é medida por um anel dinamométrico externo ou por uma célula de carga intercalada no pistão, assim é medida a carga real aplicada ao corpo de prova, retirando o efeito do atrito do pistão no acesso para a câmara.

Nas bases e nas geratrizes do corpo de prova não há tensões de cisalhamento, assim os planos verticais e horizontais são os planos fundamentais. Nos ensaios de carregamento o plano horizontal é o plano principal maior, e o vertical é o plano principal menor, onde atua a pressão confinante. A força devido ao carregamento axial é conhecida como acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) ou tensão desviadora (PINTO, 2012).

Durante o ensaio medem-se várias vezes o acréscimo de tensão axial e a variação vertical do corpo de prova. A variação vertical do corpo de prova é dividida pela altura inicial do mesmo, assim obtém-se a deformação vertical específica, a

partir dela expressam-se as tensões desviadoras, as variações de volume ou de pressão neutra. Com as tensões desviadoras obtidas a partir do carregamento axial traça-se o círculo de Mohr correspondentes, o qual permite a determinação da envoltória de ruptura, como mostrado anteriormente na Figura 2, e desta envoltória de ruptura retira-se os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (PINTO, 2012).

De acordo com Welter (2014) para determinar a envoltória de ruptura, e assim obter os parâmetros de resistência do solo (c' e ϕ'), é necessário realizar o ensaio com diferentes tensões normais (mínimo duas, de preferência acima de três) e anotar os pares de valores τ e σ em um plano cartesiano, para assim montar os círculos de Mohr e a envoltória de ruptura de Mohr-Coulumb correspondentes.

Segundo Craig (2011), existem diversas modulações de procedimentos para o ensaio de compressão triaxial:

- Não adensado – Não drenado
- Adensado – Não drenado;
- Drenado.

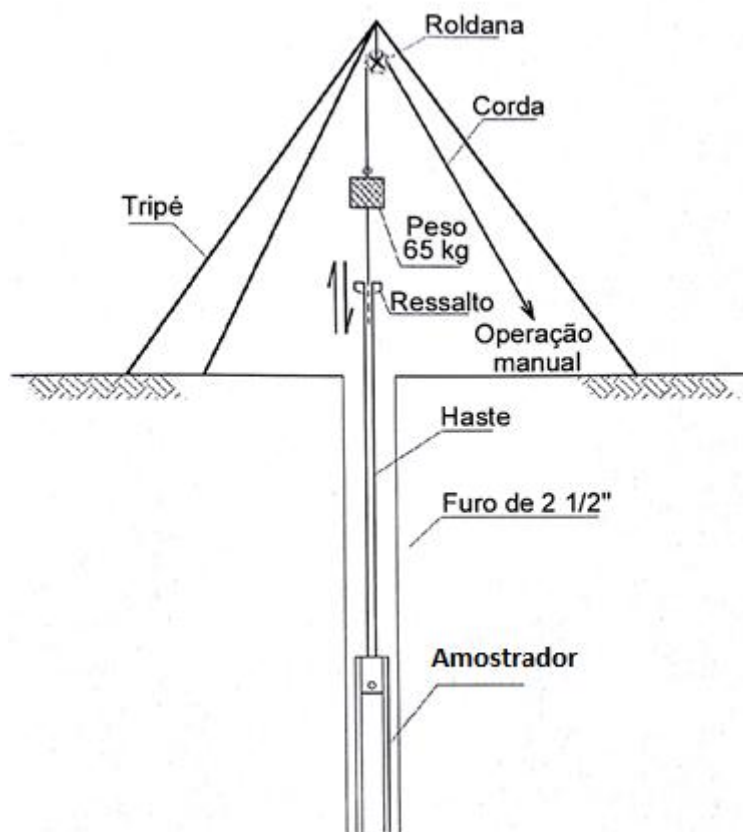
2.1.2.3 Ensaio SPT

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) o Standard Penetration Test (SPT), é utilizado no mundo todo, e é a ferramenta mais popular de investigação geotécnica. É utilizado para indicar a densidade de solos granulares e a consistência de solos coesivos e rochas brandas. No Brasil, os resultados de SPT são utilizados para métodos de rotina para projetos de fundações superficiais e profundas. Uma de suas vantagens são a simplicidade do equipamento, baixo custo, e a obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser correlacionado com regras empíricas de projetos de fundações.

Este ensaio, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), incide em examinar a resistência dinâmica de um solo juntamente com uma sondagem de simples reconhecimento. A sondagem é realizada por tradagem e circulação de água,

através de um trépano de lavagem como instrumento de escavação, a Figura 5 mostra o equipamento de sondagem SPT.

Figura 5: Equipameto de sondagem SPT



FONTE: PINTO, 2012

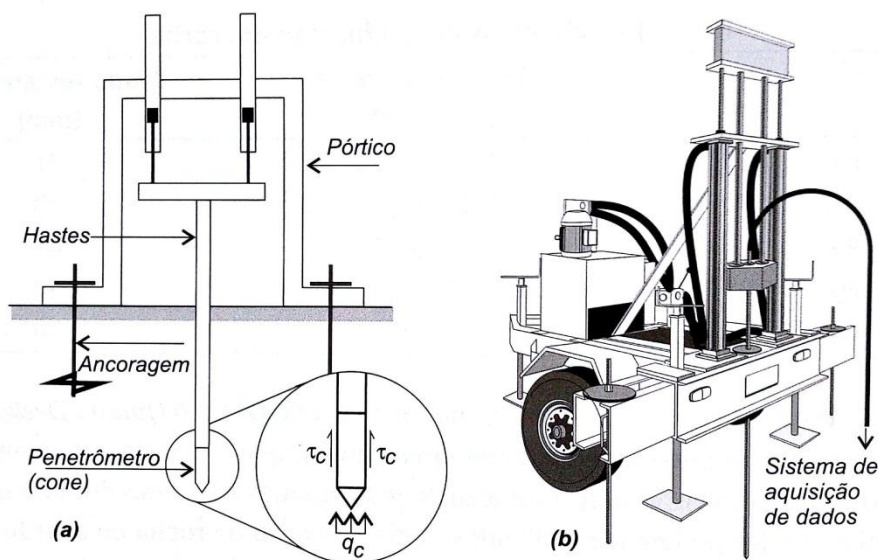
O processo do ensaio incide na cravação do amostrador no fundo de uma escavação, para cravá-lo utiliza-se um martelo de 65 kg, o qual cai de uma altura de 75cm sobre a cabeça de bater (ressalto). O valor do N_{SPT} é o somatório dos golpes que foram dados para que o amostrador penetrasse 30cm, após uma cravação inicial de 15cm. A cada um metro de profundidade são retiradas amostras do solo, através de um amostrador padrão com diâmetro externo de 50mm. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

2.1.2.4 Ensaio CPT

O Cone Penetration Test (CPT), segundo Velloso e Lopes (2010) foi fabricado na Holanda por meados de 1930, e se espalhou pelo mundo devido a qualidade de suas informações. De acordo com Pinto (2012), os índices obtidos através dos ensaios de CPT possuem uma qualidade melhor que os do SPT, porém ele não possibilita retirar amostras de solos assim como o SPT.

Schnaid e Odebrecht (2012) diz que o ensaio CPT é a mais importante ferramenta de prospecção geotécnica. Seus resultados servem para determinar estratigraficamente os perfis de solo, as propriedades dos materiais prospectados e a previsão da capacidade de carga de fundações. Na Figura 6a) e 6b) pode-se observar um equipamento de ensaio CPT.

Figura 6: Equipamento de ensaio CPT



FONTE: VELLOSO E LOPES, 2010

O princípio do ensaio de cone é bastante simples, consistindo da cravação, no terreno, de uma ponteira cônica (60° de ápice) a uma velocidade constante de $20\text{mm/s} \pm 5\text{mm/s}$. A seção transversal do cone é, em geral, de 10cm^2 , podendo atingir 15cm^2 ou mais para equipamentos mais robustos, de maior capacidade de carga, e 5cm^2 ou menos para condições especiais.

Os procedimentos de ensaio são padronizados; os equipamentos, porém, podem ser classificados em três categorias: (a) cone mecânico, caracterizado pela medida, na superfície, via transferência mecânica das hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica q_c e do atrito lateral f_s ; (b) cone elétrico, cuja adaptação de células de carga instrumentadas eletricamente permite a medida de q_c e f_s diretamente na ponteira; e (c) piezocone, que, além das medidas elétricas de q_c e f_s , permite a contínua monitoração das pressões neutras u geradas durante o processo de cravação (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012, p. 64)

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012) as principais vantagens deste ensaio são: a eliminação da influência do operador nos dados e medidas do ensaio, e o registro permanente da resistência à penetração durante todo o ensaio.

2.2 Fundação Superficial ou Direta

Existem dois tipos de fundações: as superficiais e as profundas. Segundo Hachich et al. (2012) elas são diferenciadas pelo modo de ruptura. Nas fundações profundas os mecanismos de ruptura não alcançam a superfície do terreno, ao contrário das fundações superficiais.

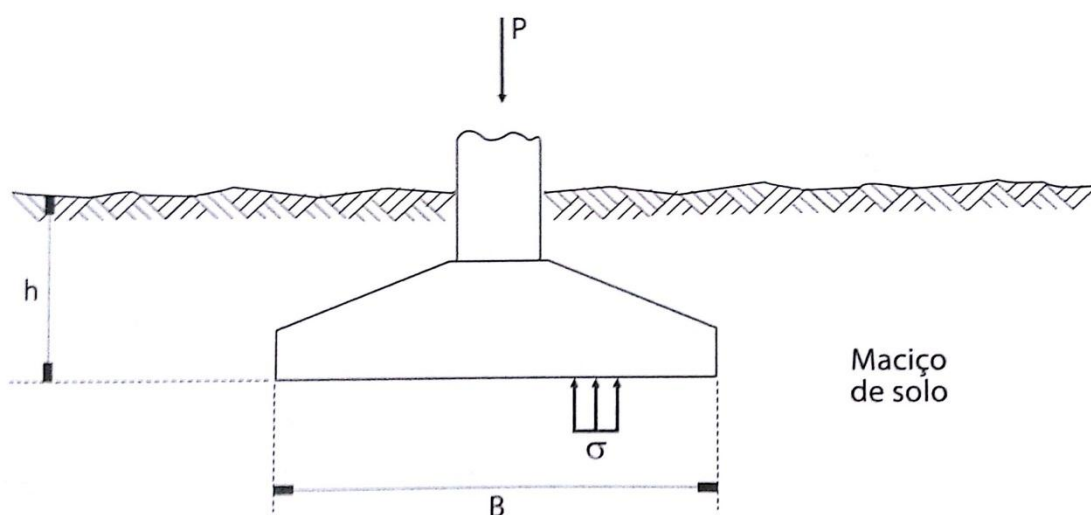
De acordo com a NBR 6122/2010, a fundação superficial é aquela cuja carga da estrutura é conduzida ao solo pela base da fundação. Devido à isso, para o seu dimensionamento necessita-se saber qual deverá ser esta área de contato, para que a estrutura não recalque e não sofra rupturas. Sua altura de assentamento deve ser inferior a duas vezes a menor medida da fundação.

As fundações superficiais também podem ser chamadas de fundações diretas ou rasas. Para Rebello (2008), elas são definidas por estarem assentadas logo nos primeiros metros de profundidade do solo. Porém, para que a fundação superficial seja utilizada, as primeiras camadas do solo precisam ser suficientemente resistentes para suportar as cargas da estrutura. Esta resistência pode ser obtida através da realização de sondagens para o reconhecimento do solo. Avalia-se adequadamente técnica e economicamente a utilização deste tipo de fundação, quando o número de golpes do Standard Penetration Test (N_{SPT}) for maior ou igual a oito, e não ultrapassar dois metros de profundidade.

Segundo Cintra et al. (2011), na fundação direta a resistência do solo à força submetida sobre ele, acontece somente na camada de contato entre a base da fundação e o solo. Ou seja, a reação à força aplicada na superfície da fundação incide inteiramente no alicerce da mesma, por isso é chamada de fundação direta, para o sistema sapata-solo.

Cintra et al. (2011) analisou uma sapata, como mostra a Figura 7, na qual foi aplicada uma carga P em sua superfície, esta carga gera uma tensão sobre o solo, no contato sapata-solo. Esta ação e reação é aplicada pela sapata no solo, assim gerando um sistema sapata-solo, observado na Figura 7.

Figura 7: Sistema sapata-solo

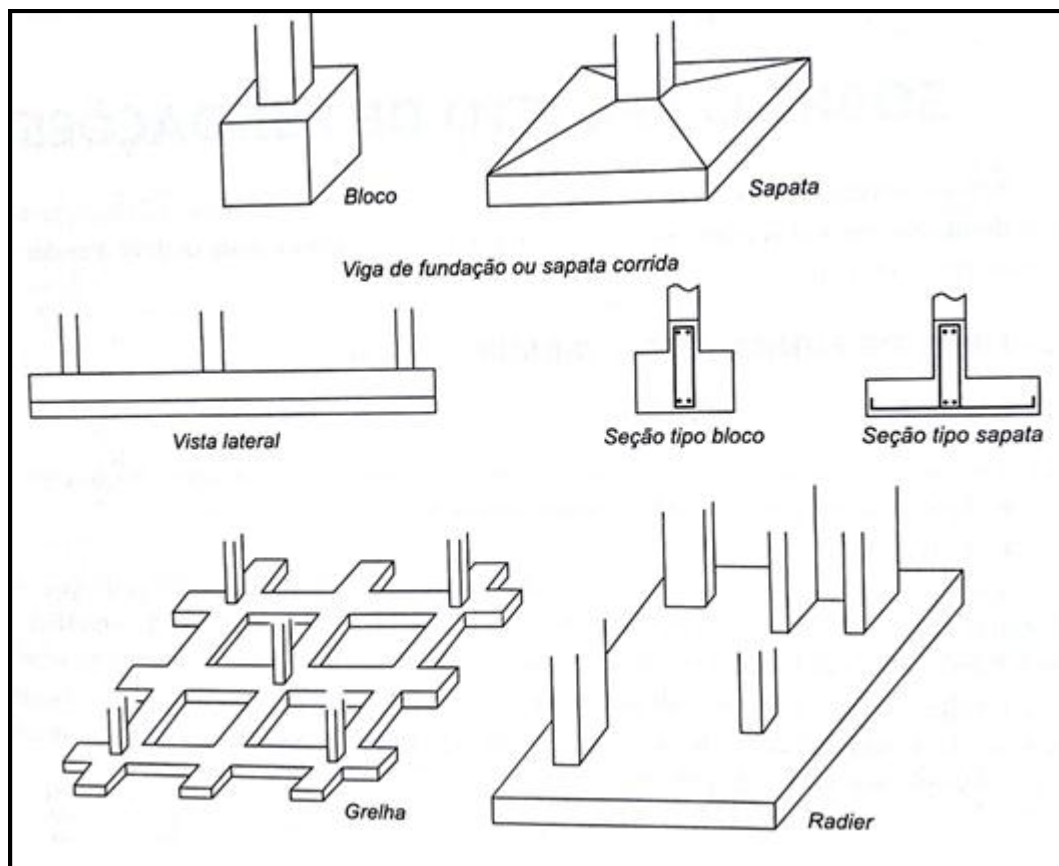


FONTE: CINTRA ET AL., 2011.

Para Caputo (2011), a capacidade de suporte do solo, é a força p_r , que ao aplicada no solo causa seu colapso. Nesta é aplicado um coeficiente de segurança, da ordem de 2 a 3, e assim obtêm-se a tensão admissível, a qual garantirá que o solo suportará a carga sobre ele, e suas deformações, sem que haja colapso.

As fundações superficiais são divididas em: bloco, sapata, viga de fundação, grelha, sapata associada e radier, assim como mostra a Figura 8 abaixo. Os tipos de fundação superficial são descritos a seguir.

Figura 8: Tipos de Fundação Superficial



FONTE: VELLOSO & LOPES, 2010.

2.2.1 Bloco

De acordo com Velloso e Lopes (2010) e Hachich et al.(2012), os blocos de fundação possuem uma grande rigidez e não exigem armadura. Este tipo de elemento possui uma tensão de tração máxima na base, e para que ele resista ao cisalhamento, sua tensão de tração necessita ser menor que a do concreto.

São executados com concreto simples e com grandes alturas, precisam ser relativamente altos para que atuem fundamentalmente à compressão. Os blocos podem possuir variados formatos, como: bloco escalonado, ou pedestal, ou tronco de cone (HACHICH ET AL. 2012).

Conforme Velloso e Lopes (2010), o bloco pode também ser utilizado para cargas mais elevadas, porém para que suporte estas cargas será necessário uma

escavação mais profunda, ou seja, o bloco deverá ser mais alto, e mais volume de concreto, deste modo a sapata é mais vantajosa que o bloco de concreto.

2.2.2 Sapata

As sapatas podem ter diversos formatos como: retangular, quadrado, circular, entre outros e também alturas constantes ou variáveis. Quando executadas com altura variável, gera-se economia de concreto. Assim como o bloco, as sapatas possuem uma rigidez elevada, porém são dimensionadas utilizando armaduras para resistir às tensões de tração. Por isso, possuem menor espessura que os blocos (VELLOSO & LOPES, 2010 e HACHICH et al., 2012).

Segundo Craig (2011), a sapata é um elemento de fundação pequeno, que suporta somente um pilar da obra. Conforme Rebello (2008) é um elemento da fundação executado em concreto armado, que serve para suportar forças concentradas, como de pilares e vigas de fundação.

2.2.3 Viga de Fundação

Segundo Hachich et al (2012), a viga de fundação é um componente que recebe pilares alinhados, normalmente é executada com concreto armado, mas não é necessário ter armaduras transversais.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) as vigas de fundação podem ser chamadas também de baldrame ou sapata corrida. É um elemento que recebe forças lançadas linearmente.

Para Craig (2011), é considerado uma sapata corrida, ou seja viga de fundação, uma sapata que suporta uma parede estrutural. Tem como objetivo espalhar cargas lineares sobre o solo, como de paredes ou pilares (REBELLO, 2008).

2.2.4 Grelha

As grelhas são componentes formados por várias vigas que se cruzam nos pilares (VELLOSO & LOPES, 2010; HACHICH ET AL., 2012).

2.2.5 Sapata Associada

Para Hachich et al. (2012), a sapata associada é um componente que recebe parte dos pilares da obra e estes não estão alinhados.

Conforme a NBR 6122/2010, é uma sapata comum a mais de um pilar. Segundo Craig (2011), que recebe mais de um pilar, e que estejam perto um do outro.

Este tipo de fundação é utilizado quando os pilares estiverem muito perto um do outro. Assim, se fosse utilizada uma sapata para cada um, elas ficariam uma em cima da outra, por isso usa-se uma sapata só para eles, que é conhecida como uma sapata associada (REBELLO, 2008).

2.3.6 Radier

Para Craig (2011), o radier é um elemento de fundação composto por uma grande laje, esta é reforçada com armaduras transversais para que seja capaz de aguentar o peso de toda a obra.

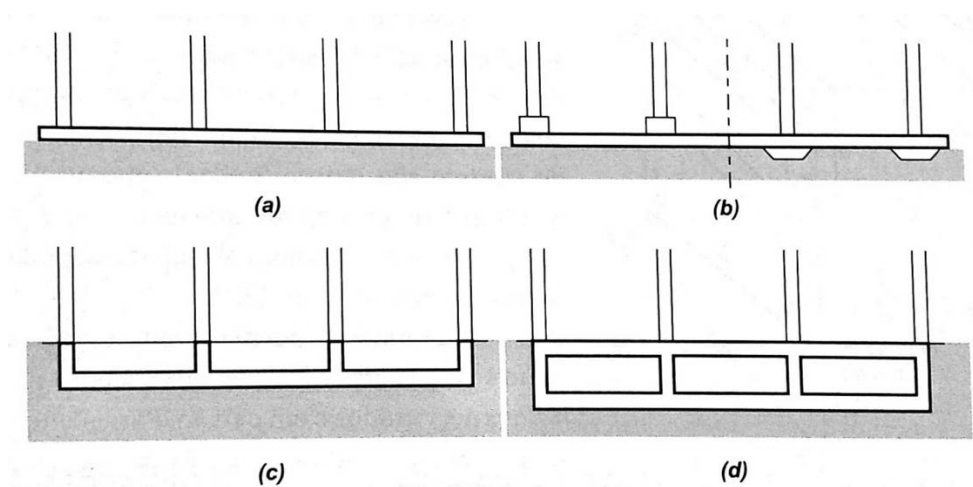
De acordo com Velloso e Lopes (2010), o radier é utilizado quando os pilares ficam muito próximos uns aos outros e também para unificar os recalques. É também conhecido como radier geral, quando recebe todos os pilares da obra, ou de radier parcial, quando recebe alguns dos pilares da obra. A NBR 6122/2010 apresenta a mesma definição exposta pelos autores citados anteriormente.

Segundo Hachich et al. (2012), é difícil de executar o radier em terrenos lindados, assim, sendo pouco utilizado. Outro fato pelo qual não é muito empregado

é devido ao seu tamanho amplo, exigindo uma quantidade elevada de concreto para sua execução.

Os radiers podem possuir quatro formas diferentes, assim como mostra a Figura 9, na Figura 9(a), pode se observar o radier liso, na Figura 9(b) o radier com pedestais ou cogumelos, na Figura 9(c) o radier nervurado, e na Figura 9(d) o radier em caixão (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 9: Formato dos radiers

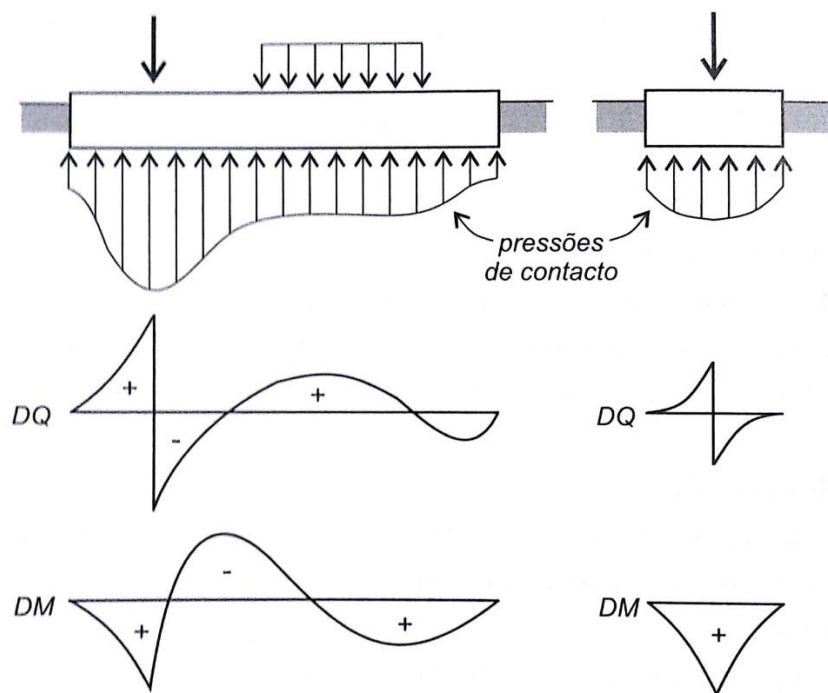


FONTE: VELLOSO & LOPES, 2010.

2.3 Análise da interação solo-fundação

Segundo Velloso e Lopes (2010) através da análise da interação solo-fundação é possível obter os deslocamentos reais da fundação e seus esforços internos. Para obter estes esforços, pode-se analisar a interação ou por meio das pressões de contato, que são as pressões na interface estrutura-solo, assim como pode ser observado na Figura 10. Estas pressões de contato são indispensáveis para calcular os esforços internos da fundação.

Figura 10: Pressões de contato e esforços internos da fundação



FONTE: VELLOSO & LOPES, 2010.

Conforme Velloso e Lopes (2010) as pressões de contato são muito importantes para analisar uma fundação. Porém elas são afetadas por alguns fatores, como: as propriedades do solo; a intensidade das cargas; as características das cargas aplicadas e a rigidez relativa fundação-solo. Estes fatores serão exemplificados nos próximos itens.

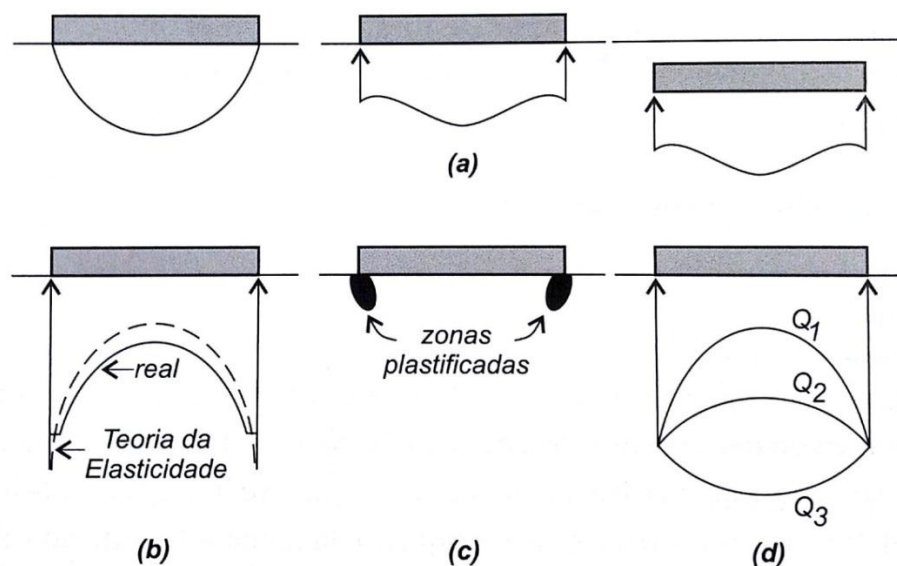
2.3.1 Propriedades do solo

As pressões de contato são influenciadas pelas propriedades do solo, pois a resistência do solo ao cisalhamento origina as pressões máximas nos bordos. A Figura 9(a) abaixo apresenta três situações de pressões nas bordas: argilas normalmente adensadas e areias, onde não há resistência na superfície do solo e a fundação fica na superfície; argilas sobreadensadas, onde há resistência na superfície e a fundação está na superfície; e fundações aterradas no solo (VELLOSO E LOPES, 2010).

2.3.2 Intensidade das cargas

Para Velloso e Lopes (2010) as sapatas rígidas, de acordo com a teoria da Elasticidade, possuem pressões infinitas em seus bordos, como pode-se observar na Figura 11(b). A Figura 11(c) mostra que há plastificação do solo nas bordas mesmo para a carga de serviço. Como pode ser observado na Figura 11(d), as pressões nas bordas permanecem constantes, mesmo como o acréscimo de carga, o que aumenta são as pressões de contato na parte central da fundação.

Figura 11: Influência dos fatores: Propriedades do solo (a) e Intensidade das cargas (b-d)

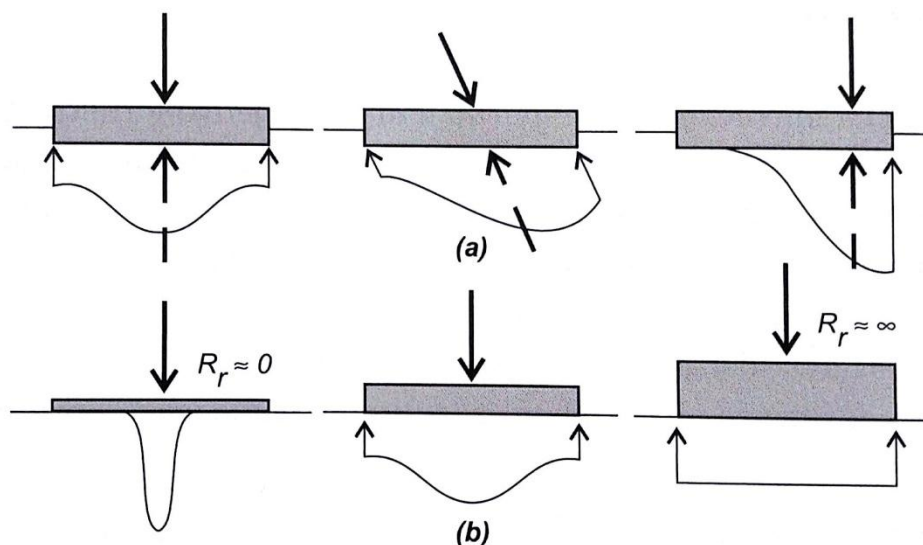


FONTE: VELLOSO & LOPES, 2010.

2.3.3 Características das cargas aplicadas

As características das cargas aplicadas são essenciais na determinação das pressões de contato. Pois a resultante dessas pressões deve ser idêntica e oposta à resultante dos carregamentos. Assim como mostra a Figura 12(a) (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 12: Influência dos fatores: Características das cargas aplicadas (a) e Rigidez relativa fundação-solo (b)



FONTE: VELLOSO & LOPES, 2010.

2.3.4 Rigidez relativa fundação-solo

Outro fator com grande influência nas pressões de contato é a rigidez relativa fundação-solo (R_r). A Figura 12(b) acima mostra que quanto mais flexível for a fundação, mais as pressões de contato refletirão o carregamento. Há diversos métodos para calcular a rigidez relativa, recomendadas por diferentes autores (VELLOSO E LOPES, 2010).

De acordo com Velloso e Lopes (2010), conforme o tipo de fundação utilizada varia a forma de expressar a rigidez relativa. Para calcular a rigidez relativa de sapatas e radiers há diversas equações propostas, algumas com uma maior aceitação que outras.

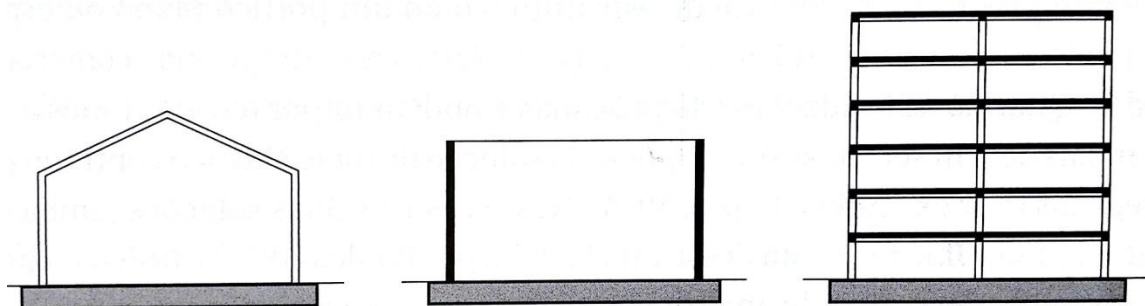
2.3.5 Problema da interação solo – fundação – estrutura

Para Velloso e Lopes (2010), quanto mais rígida for a fundação, os recalques serão mais uniformes. Deste modo, se mais de um pilar for apoiado em uma

fundação, o recalque diferencial entre eles será menor. Ou seja, para unificar os recalques o melhor a se fazer é projetar fundações combinadas e enrijecê-las.

Um fato que pode contribuir na rigidez do conjunto fundação + superestrutura – solo é a própria rigidez da estrutura. A Figura 13 apresenta três contribuições diferentes. A primeira não contribui muito, a segunda já contribui de forma significativa, e a terceira possui uma grande contribuição através da estrutura, que aumenta com o número de pavimentos (VELLOSO E LOPES, 2010).

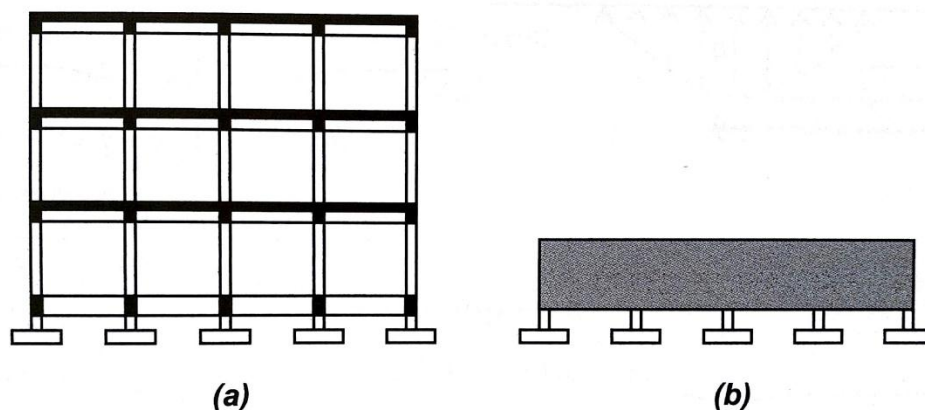
Figura 13: Contribuições da estrutura



FONTE: VELLOSO E LOPES, 2010.

Segundo Velloso e Lopes (2010), outra situação onde a superestrutura é muito importante, é quando a fundação é composta por fundações isoladas, neste caso, cabe à superestrutura uniformizar os recalques, assim como mostra a Figura 14(a). Meyerhof (1953) *apud* Velloso e Lopes (2010), sugere que a contribuição da superestrutura seja considerada igual a uma viga de rigidez à flexão equivalente, como mostra a Figura 14(b).

Figura 14: Conjunto constituído (a) fundação e superestrutura (b) fundação e viga equivalente



FONTE: VELLOSO E LOPES, 2010.

Independentemente se as fundações forem isoladas ou combinadas, considerar a superestrutura no cálculo de recalques é sempre muito significativo. Para realizar estas análises podem ser utilizados programas computacionais, outro modo é o proposto por Meyerhof (1953), onde a superestrutura é substituída pela viga de rigidez equivalente. Entretanto, para que a análise solo – estrutura seja aprimorada é necessário levar em consideração o fator tempo, pois as deformações da estrutura e solo estão sujeitas ao tempo (VELLOSO E LOPES, 2010).

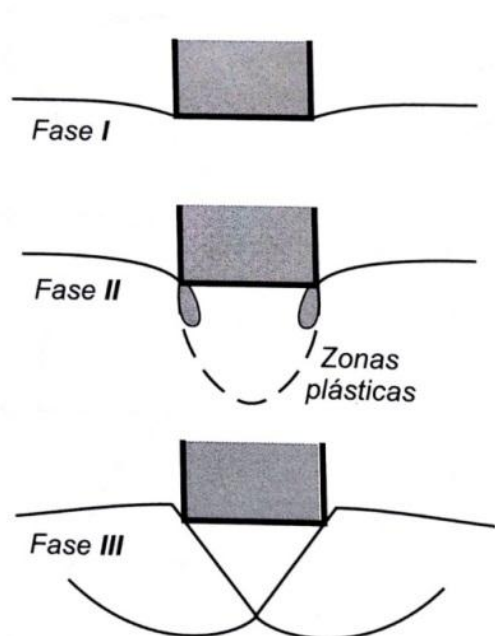
2.4 Capacidade de Carga de Fundações Superficiais

A capacidade de carga, ou também capacidade de suporte, conforme Caputo (2011) é um dos principais elementos a serem definidos pelo engenheiro. Segundo Terzaghi e Peck (1948), um dos principais pontos a serem levados em consideração na projeção de uma fundação direta, é a maior pressão suportada pelo solo, sem que lhe cause nenhuma falha.

De acordo com Cintra et al. (2011), a capacidade de suporte de uma fundação superficial é definida como, a carga que provoca ruptura no solo, ou seja, a resistência máxima suportada pelo solo em contato com a base da fundação.

O solo passa por três fases até que ocorra sua ruptura, como mostra a Figura 15. Ao carregar um solo com tensão crescente ele vai recalçando e passa pelas três fases. Primeiramente vem a fase elástica, na qual pequenas forças são exercidas sobre ele através das fundações, o solo recalca, porém este recalque é reversível. A segunda fase é a plástica, onde a carga aplicada sobre o solo é maior, as bordas da fundação começa a aparecer os recalques plásticos, estes recalques sofridos pelo solo são irreversíveis. Por último a fase de ruptura, onde mesmo a carga sobre o solo se estabilizando ele continua a recalcar até sua ruptura. Esta carga que provocou a ruptura do solo é chamada de capacidade de carga (VELLOSO E LOPES, 2010).

Figura 15: Comportamento do Solo até sua Ruptura



FONTE: VELLOSO & LOPES, 2010

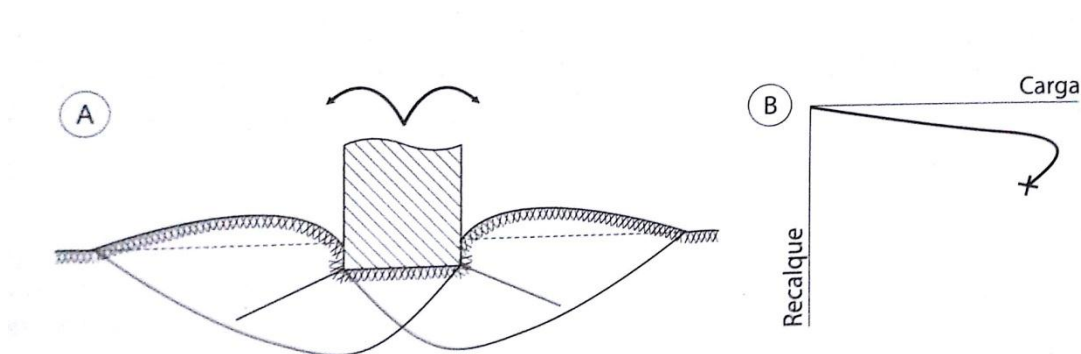
O solo pode sofrer três tipos de ruptura: generalizada, por puncionamento e localizada. Estas serão exemplificadas no próximo item.

2.4.1 Mecanismos de Ruptura

Conforme Velloso e Lopes (2010), a ruptura generalizada ocorre de forma brusca e catastrófica, tendo o tombamento da fundação. Este mecanismo de ruptura é típico de solos rígidos.

Segundo Vesic (1975), na ruptura generalizada, o plano de colapso vai de uma borda da base da fundação até a superfície do solo do outro lado, assim como pode-se observar na Figura 16(a), nesse caso a tensão de colapso é alcançada para valores pequenos de recalque, como observa-se no gráfico da Figura 16(b).

Figura 16: Ruptura Generalizada

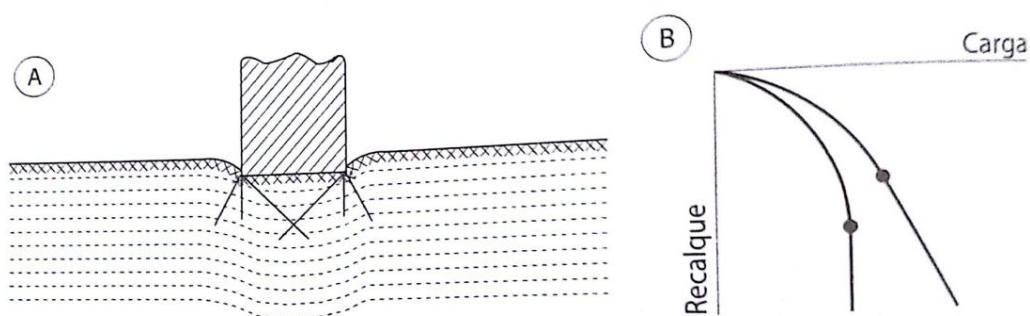


FONTE: VESIC, 1975.

Diferentemente da ruptura generalizada, a ruptura por punção ocorre sobre solos mais frágeis. E sua ruptura acontece para valores maiores de recalque, como mostra a Figura 17(b) (CINTRA ET AL., 2011).

De acordo com Vesic (1975), na ruptura por punção, somente o solo abaixo da fundação sofre recalque e a fundação afunda mais no solo, como pode ser observado na Figura 17(a).

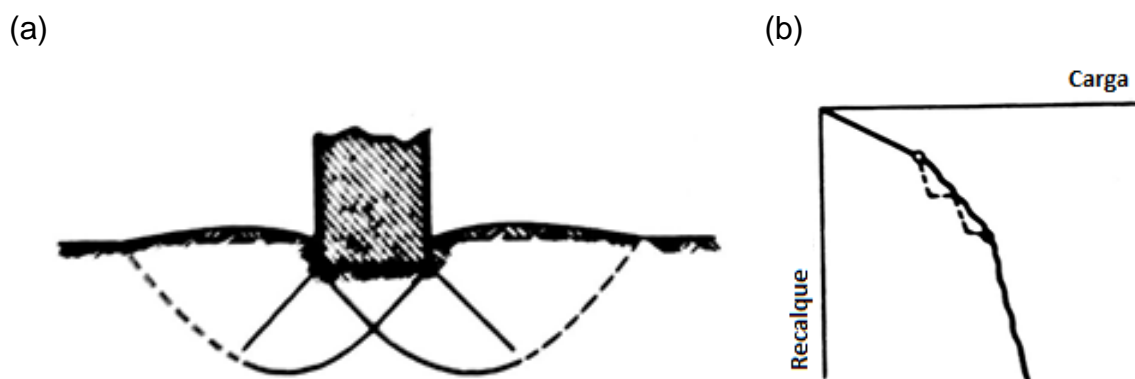
Figura 17: Ruptura de Puncionamento



FONTE: VESIC, 1975.

O outro tipo de ruptura ao qual as fundações estão sujeitas, é a ruptura local. Esta acontece em solos medianeiros, que não são rígidos e nem compressíveis. Assim, a ruptura localizada se caracteriza pela transição entre a generalizada e a por punção, o recalque sofrido neste tipo de ruptura também fica intermediário aos outros dois modos, como pode ser verificado na Figura 18(b) (VESIC, 1975).

Figura 18: Ruptura Localizada



FONTE: VESIC, 1975.

Conforme Vesic (1975), a ruptura localizada, se distingue-se das outras por apresentar um afundamento definido, apenas abaixo da fundação. O plano de deslizamento começa nas bordas da fundação, porém estes não atingem a superfície, e terminam dentro do próprio solo. Apenas depois de um afundamento

vertical considerável, o plano de deslizamento chegará a superfície, como pode ser observado na Figura 18(a). Entretanto neste tipo de ruptura não há o tombamento ou colapso da fundação, ela continuará embutida no solo, no entanto mais penetrada.

No próximo item veremos alguns métodos para estimar a capacidade de carga de fundações superficiais.

2.5 Métodos para obter a Capacidade de Carga

Segundo Caputo (2011), existem diversos métodos para se obter a capacidade de carga do solo, porém nenhum deles é matematicamente perfeito.

A NBR 6122/2010, diz que a capacidade de carga de fundações superficiais pode ser estimada a partir de provas de carga sobre placa, métodos teóricos, semi-empíricos e empíricos. Segundo a norma brasileira, devem ser considerados os seguintes fatores na sua determinação:

Características geomecânicas do subsolo; profundidade da fundação; dimensões e forma dos elementos de fundação; influência do lençol d'água; eventual alteração das características do solo (expansivos, colapsíveis, etc.) devido a agentes externos (encharcamento, alívio de tensões, etc.); características ou peculiaridades da obra; sobrecarga externas; inclinação da carga; inclinação do terreno; estratigrafia do terreno. (NBR 6122, 2010, p.20)

Os possíveis métodos para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais serão descritos nos próximos itens.

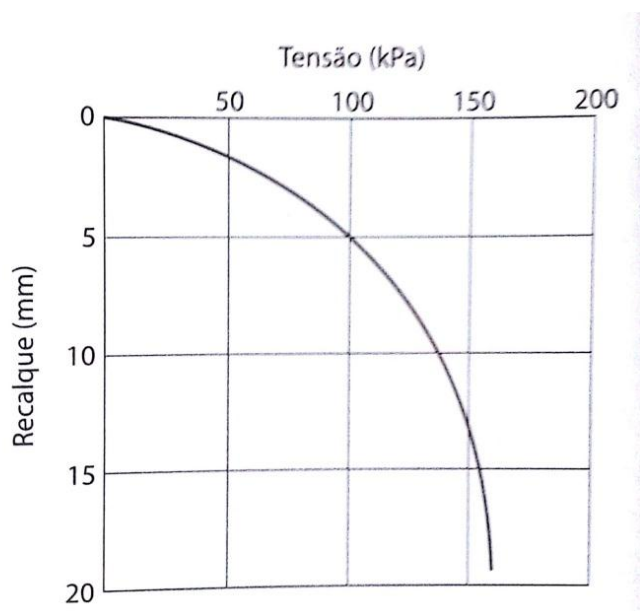
2.5.1 Método a partir de Provas de Carga sobre Placas

Segundo Cintra et al. (2011), o método de provas de carga sobre placas é regulamentado pela NBR 6489/1984 da ABNT. Neste método, acomoda-se uma

placa circular de aço, com raio de 40 cm, na mesma base onde será executada a fundação aplicando estágios de carga sobre a mesma e simultaneamente mede-se o recalque.

Segundo a NBR 6489/1984, a relação entre a largura e a profundidade do poço para a prova, deve ser a mesma que entre a largura e a profundidade da futura fundação. Através deste ensaio obtém-se a curva tensão x recalque da qual é retirado o valor da tensão de ruptura. Na Figura 19 pode-se observar uma curva tensão x recalque, na qual a tensão de ruptura é de 160 kPa.

Figura 19: Curva tensão x recalque para ensaio de placa em argila



FONTE: CINTRA ET AL., 2011.

De acordo com Hachich et al. (2012), as deformações são verificadas a 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos, ou até que os recalques cessem. Se o solo não romper, aplica-se carga até chegar ao dobro da tensão admissível que o mesmo terá que suportar.

2.5.2 Métodos Semi-Empíricos

Este método consiste na correlação das propriedades do solo (c' e ϕ') para obtenção de valores estimados, que então, sejam aplicadas fórmulas teóricas. Estas estimativas normalmente são realizadas a partir da resistência a penetração, do ensaio SPT (HACHICH ET AL., 2012).

De acordo com a NBR 6122/2010, esses métodos correlacionam os resultados de ensaios de solo com a tensão admissível. É necessário analisar as restrições regionais agregadas a cada método.

Cintra et al. (2011) apresenta fórmulas para calcular a capacidade de carga através de relações com os índices obtidos nos ensaios SPT (Standard Penetration Test) e CPT (Cone Penetration Test), que serão apresentados nos próximos itens.

2.5.2.1 Relações com o ensaio SPT

Os técnicos brasileiros utilizam a seguinte Equação (2) para obter a tensão admissível para sapatas, assim já obtendo o valor final, sem ser preciso aplicar um fator de segurança, esta equação está relacionada com o índice de resistência à penetração do SPT (CINTRA ET AL., 2011).

$$\sigma_a = \frac{N_{spt}}{50} + q \quad (MPa) \quad \text{com} \quad 5 \leq N_{spt} \leq 20 \quad (2)$$

Onde N_{spt} é o valor médio no bulbo de tensões e q é a sobrecarga.

A Equação (2) vem da fórmula evidenciada por Teixeira (1996), para sapatas retangulares em solos argilosos, onde a capacidade de carga é dada pelo método de Skempton (1951) na Equação (3) (CINTRA ET AL., 2011).

$$\sigma_r = c \cdot N_c \quad (3)$$

Onde $N_c = 6$, e considerando $c = 0,01N_{spt}$ (MPa) e o fator de segurança igual a 3, obtém-se a Equação (4).

$$\sigma_a = \frac{0,01 \cdot N_{spt} \cdot 6}{3} = 0,02N_{spt} = \frac{N_{spt}}{50} + q \quad (MPa) \quad (4)$$

De acordo com Cintra et al. (2011), Mello (1975) utiliza a Equação (5) para obter a tensão admissível, e sem distinção de solo.

$$\sigma_a = 0,1 (\sqrt{N_{spt}} - 1) \quad (MPa) \quad \text{com} \quad 4 \leq N_{spt} \leq 16 \quad (5)$$

2.5.2.2 Relações com o ensaio CPT

Teixeira e Godoy (1996) apresentam as Equações (6) e (7) para obter a tensão admissível de sapatas, estas equações são obtidas através de relações a partir do ensaio CPT. Nas Equações (6) e (7), q_c é o valor médio no bulbo de tensões, sendo que q_c deverá ser $\geq 1,5$ MPa. Consistindo que a Equação (6) é utilizada para solos argilosos, e a Equação (7) para solos arenosos (CINTRA ET AL., 2011).

$$\sigma_a = \frac{q_c}{10} \leq 4,0 \text{ MPa} \quad (\text{para argilas}) \quad (6)$$

$$\sigma_a = \frac{q_c}{15} \leq 4,0 \text{ MPa} \quad (\text{para areias}) \quad (7)$$

2.5.3 Métodos Empíricos

Segundo Hachich et al. (2012), o método mais usualmente utilizado é o que relaciona a resistência à penetração, obtido nos ensaios Standard Penetration Test (SPT), com a tensão admissível, através da Equação (8). Esta equação é válida para solos naturais, com N_{SPT} entre cinco e vinte.

$$\sigma_a = 0,02 N_{SPT} \quad (8)$$

De acordo com Hachich et al. (2012), um dos primeiros métodos para estimar a tensão admissível, foi através de tabelas com valores para serem utilizados como base de anteprojetos. A Tabela 1 possui valores para a tensão admissível conforme o tipo de solo do local da obra, esta tabela foi criada com experiências na construção de edifícios em São Paulo.

Tabela 1: Valores de tensão admissível conforme o tipo de solo

Tipo de Solo	Tensão admissível (MPa)
Rocha, conforme sua natureza geológica, sua textura e seu estado	20 – 100
Alteração de rocha de qualquer espécie (mantendo ainda a estrutura da rocha-mãe necessitando marteleto pneumático ou pequenas cargas de dinamite para desmonte)	4 – 20
Alteração de rocha eruptiva ou metamórfica (necessitando, quando muito, picareta para escavação)	< 4
Pedregulho ou areia grossa compacta (necessitando picareta para escavação), argila dura (que não pode ser moldada nos dedos)	4 – 6
Argila de consistência rija (difícilmente moldada nos dedos)	2 – 4
Areia grossa de compacidade média, areia fina	2 – 3

compacta.

Areias fofas, argila mole (escavação a pá)	< 1
--	-----

FONTE: HACHICH ET AL., 2012.

A NBR 6122/1994 adotou a Tabela 2 como orientação inicial de tensões admissíveis. Os valores desta tabela são válidos para sapatas de dois metros de largura e assentadas a um metro de profundidade, porém esta possui várias restrições a serem observadas.

Tabela 2: Tensões básicas segundo a NBR 6122/1994

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminações ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Para rochas alteradas, ou em decomposição, tem que se levar em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.
4	Solos granulares concrecionados, conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2

12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,1

FONTE: HACHICH ET AL., 2012.

Welter (2014) analisou as duas versões da NBR 6122, de 1994 e de 2010 (atualmente em vigor), observando as duas versões, constatou que a atual norma brasileira não aceita mais a Tabela 2 para valores referenciais de tensão admissível, que era aceita pela norma de 1994, isto se dá pelo fato destes valores variarem muito de região para região, assim utilizando-os pode-se estar contra a segurança das fundações, utilizando valores que não correspondem com a região de interesse.

2.5.4 Métodos Teóricos

Conforme Hachich et al. (2012), os métodos teóricos são baseados em fórmulas de capacidade de suporte, para a estimativa da tensão de colapso. Sobre estas equações são aplicados coeficientes de segurança, geralmente este coeficiente é igual a três.

A NBR 6122/2010 menciona que nos métodos teóricos pode-se utilizar teorias de capacidade de carga nos campos de validade de sua aplicação, que considerem todas as peculiaridades da obra, e da natureza do carregamento.

De acordo com Ruver (2005), neste tipo de método, a capacidade de suporte é alcançada através de métodos que observam as propriedades do solo como compressibilidade e parâmetros de resistência (ϕ' e c'), além do local onde a fundação esta assentada, como inclinação e excentricidade da carga, inclinação do terreno e profundidade de assentamento.

A seguir será apresentado um exemplo de método teórico, o método de Terzaghi, o qual será utilizado neste estudo para calcular a capacidade de carga das fundações superficiais.

2.6 Método de Terzaghi

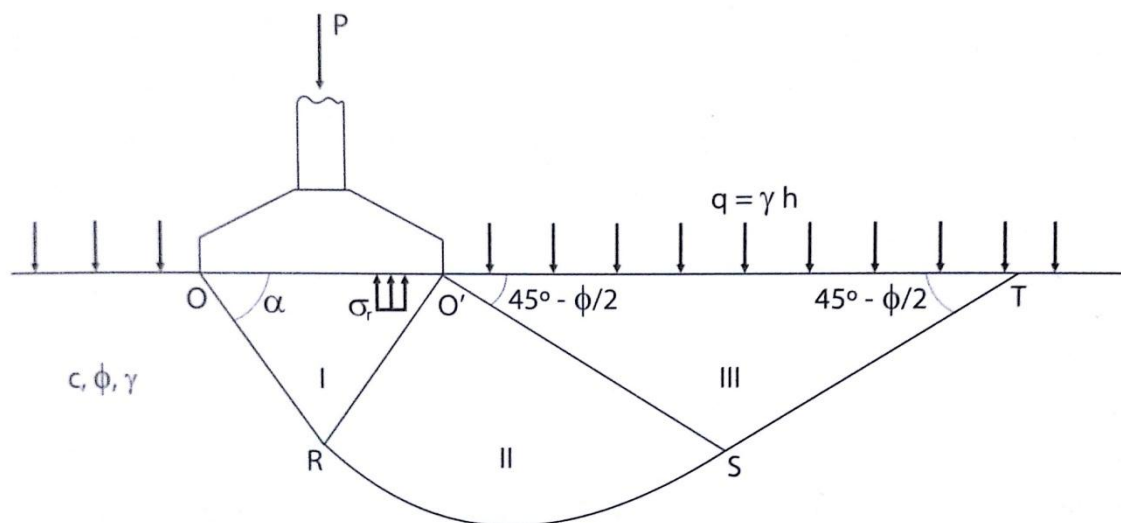
Segundo Cintra et al. (2011), Karl Terzaghi foi um dos primeiros a desenvolver uma teoria para calcular a capacidade de suporte de fundações superficiais de um sistema sapata-solo.

De acordo com Das (2013), Terzaghi compreendeu a teoria de Prandtl (1921), sobre a penetração de corpos rígidos em materiais flexíveis, para desenvolver a teoria da capacidade de carga.

Terzaghi (1943) leva em conta três hipóteses em seus cálculos: que a sapata em estudo é uma sapata corrida, com o comprimento bem maior que largura da base; a profundidade de assentamento é menor que a largura, assim podendo desprezar a resistência ao cisalhamento, substituindo-a por uma sobrecarga ($q = \gamma h$); e o solo onde a mesma está assentada é rígido (CINTRA ET AL., 2011).

Conforme Cintra et al. (2011) para resolver a questão da capacidade de carga, Terzaghi montou um esquema como mostra a Figura 20, na qual pode-se observar o plano de ruptura ORST, constituído pelos trechos retos OR e ST e por uma espiral logarítmica no trecho RS. Essas retas constituem três zonas diferentes dentro do solo (I, II, III). O plano de ruptura formado de um lado pode se desenvolver também do outro lado da fundação por simetria, iniciando no ponto O'.

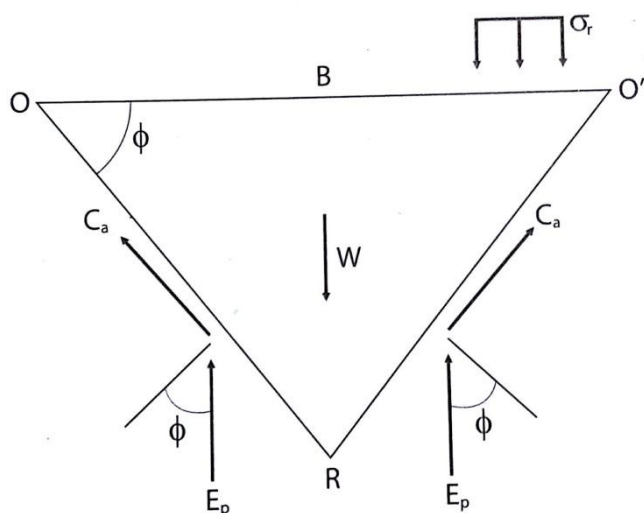
Figura 20: Plano de ruptura



FONTE: CINTRA ET AL., 2011

Segundo Cintra et al. (2011), nas arestas OR e $O'R$, da Figura 20 agem o empuxo passivo E_p e as forças de coesão C_a , como mostra no detalhe apresentado na Figura 21, onde está a iminência do colapso, pois é neste local que a sapata aplica a tensão σ_r , formando a cunha de solo I, com peso próprio W .

Figura 21: Cunha de solo abaixo da sapata



FONTE: CINTRA ET AL., 2011

Equilibrando as tensões verticais, obtém-se a Equação (9), para uma cunha de comprimento unitário (CINTRA ET AL., 2011).

$$\sigma_r B + W - 2E_p - 2C_a \sin \phi = 0 \quad (9)$$

Onde C_a são as forças de coesão e podem ser obtidas utilizando a Equação (10), e W o peso próprio da cunha de solo I , cujo valor pode ser obtido pela Equação (11).

$$C_a = c \frac{B/2}{\cos \phi} \quad (10)$$

$$W = \frac{\gamma}{4} B^2 \tan \phi \quad (11)$$

Substituindo os valores de C_a e W obtém-se a Equação (12).

$$\sigma_r = 2 \frac{E_p}{B} + c \tan \phi - \frac{\gamma}{4} B \tan \phi \quad (12)$$

Através da Equação (6), pode-se calcular a capacidade de suporte do solo, porém não se sabe qual o valor de E_p . Como não há nenhuma equação que leve em conta o peso do solo e a influência da sobrecarga, Terzaghi (1943), considerou e estudou casos particulares e hipotéticos, para posteriormente desenvolver uma equação generalizada, sobrepondo os efeitos estudados (CINTRA ET AL., 2011).

De acordo com Das (2013), os métodos aproximados para determinar a capacidade de carga elaborados por Terzaghi, podem ser descritos através das Equações (13), (14) e (15).

Para um solo com $c' = 0$, sobrecarga (q) = 0, e $h = 0$, temos a Equação (13).

$$q_u = q_y = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (13)$$

Para um solo sem peso ($\gamma = 0$) e $q=0$, obtemos a Equação (14).

$$q_u = q_c = c' N_c \quad (14)$$

Para um solo sem peso e com $c'=0$, obtém-se a Equação (15).

$$q_u = q_q = q N_q \quad (15)$$

De acordo com Das (2013), os dados das Equações (13), (14) e (15) são:

- γ : peso específico;
- B : Largura menor da fundação;
- c' : coesão;
- q : sobrecarga;
- N_γ , N_c , N_q : fatores de capacidade de carga.

Segundo Das (2013), sobrepondo os efeitos, e considerando o peso específico do solo, a coesão e a sobrecarga, obtêm-se a Equação (16), que é a Equação da capacidade de carga de Terzaghi. Os valores de N_c , N_q e N_γ são obtidos através da Tabela contida no Anexo A, que são conhecidos como fatores de capacidade de carga.

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (16)$$

Terzaghi desenvolveu as Equações (17) e (18), para calcular a capacidade de suporte de sapatas quadradas e circulares (DAS, 2013). Para sapata quadrada:

$$q_u = 1,3 c' N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (17)$$

Para sapata circular:

$$q_u = 1,3 c' N_c + q N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma \quad (18)$$

Nos próximos itens abordar-se-á sobre as contribuições de Brinch Hansen e Vesic, na fórmula de Terzaghi sobre a capacidade de carga de fundações superficiais, com estas contribuições obtém-se a fórmula generalizada de Terzaghi para calcular a capacidade de suporte das fundações superficiais.

2.6.1 Contribuição de Hansen

De acordo com Velloso e Lopes (2010), Brinch Hansen (1961) introduziu os fatores de forma, de profundidade, e de inclinação da carga. E desenvolveu o conceito de área efetiva da fundação, para cargas que não ficam dispostas no centro da fundação. Em estudos posteriores (Hansen, 1970), contribuiu ainda com os fatores de inclinação do terreno e da base da fundação. Após estas importantes contribuições de Hansen, chegou-se à formula geral para capacidade suporte de fundações diretas, que está descrita na Equação (19).

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (19)$$

Onde: s_c, s_q, s_γ são fatores de forma; d_c, d_q, d_γ são fatores de profundidade; i_c, i_q, i_γ são fatores de inclinação da carga; b_c, b_q, b_γ são fatores de inclinação da base da fundação; g_c, g_q, g_γ são fatores de inclinação do terreno; c' é a coesão do solo; q é a tensão efetiva; B é a largura da base da fundação, e o N_c, N_q, N_γ são fatores de capacidade de carga (Velloso e Lopes, 2010, p. 73).

George G. Meyerhof (1953), sugere que para calcular a área efetiva, no caso de cargas excêntricas, a largura e comprimento (B, L) da sapata, sejam supridas por

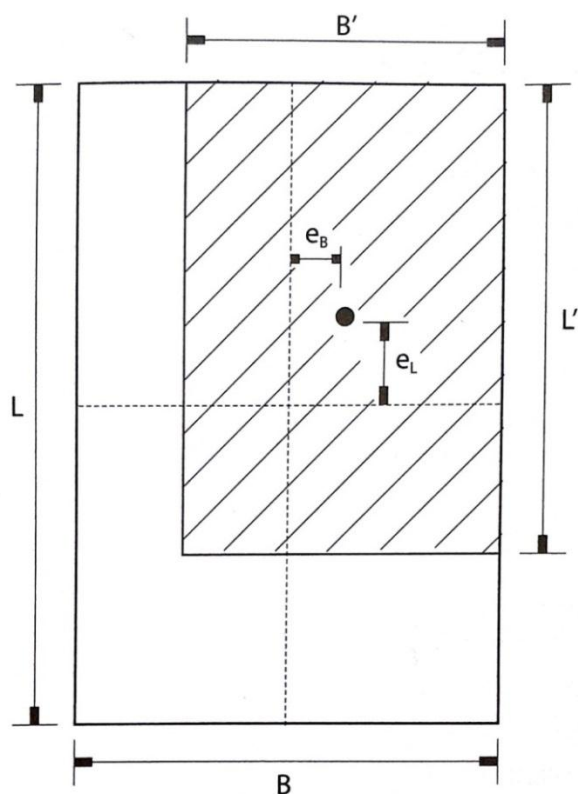
valores fictícios (B' , L'), estes valores são obtidos através das Equações (20) e (21) (CINTRA ET AL., 2011).

$$B' = B - 2e_B \quad (20)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (21)$$

Os símbolos e_B e e_L correspondem às excentricidades da carga nos lados B e L da fundação, como mostra a Figura 22 (CINTRA ET AL., 2011).

Figura 22: Área efetiva



FONTE: CINTRA ET AL., 2011

Segundo Cintra et al. (2011), a área efetiva é utilizada em favor da segurança, onde se considera somente parte da fundação como apoio ($A' = B' * L'$), cujo centro de gravidade fica junto do ponto onde a carga é aplicada.

Para Hansen os fatores de capacidade de carga devido à coesão (N_c), a sobrecarga (N_q), e o peso próprio (N_γ), podem ser obtidos através das Equações (22), (23) e (24) (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (22)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (23)$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (24)$$

2.6.2 Contribuição de Vesic

Vesic (1965, 1969, 1973, 1975) fez grandes contribuições na fórmula para calcular a capacidade de carga. Quanto aos fatores de capacidade de carga propostos por Hansen, descritos nas Equações 16, 17, 18, Vesic somente alterou o fator de peso próprio, para calculá-lo sugeriu a seguinte Equação (25), e propôs a Tabela 3 para obter os valores de N_c , N_q e N_γ (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (25)$$

Tabela 3: Fatores de capacidade de carga

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,66	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,63	42,92	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87

42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	186,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,26	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

FONTE: VESIC, 1975.

Vesic (1975) contribuiu também com os fatores de forma na capacidade de suporte, esses fatores não possuem unidade, ou seja, são adimensionais, e sofrem influência do ângulo de atrito do solo, para calculá-los devem-se seguir as equações dispostas na Tabela 4, conforme o formato da fundação.

Tabela 4: Fatores de Forma

Forma da base	s_c	s_q	s_γ
Corrida	1,00	1,00	1,00
Retangular	$1 + (B'/L') (N_q/N_c)$	$1 + (B'/L') \operatorname{tg} \phi$	$1 - 0,4(B'/L')$
Circular e quadrada	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \operatorname{tg} \phi$	0,60

FONTE: VESIC, 1975

Para calcular os fatores de inclinação da carga, segue-se as Equações (26), (27) e (28) (VELLOSO E LOPES, 2010).

$$i_c = 1 - \frac{m H}{B' L' c N_c} \quad (26)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V+B'L'\cot\phi}\right)^m \quad (27)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V+B'L'\cot\phi}\right)^{m+1} \quad (28)$$

Segundo Velloso e Lopes (2010), os dados das Equações (26), (27) e (28) são: V e H são as componentes vertical e horizontal da carga; B' e L' são a largura e comprimento efetivo da fundação, e m é um componente da inclinação da carga, cujo seus valores podem ser obtidos através das Equações (29) ou (30), dependendo para onde a carga estiver inclinada paralelamente, se estiver para o lado B, utiliza-se a Equação (23), se estiver para o lado L, utiliza-se a Equação (24).

$$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L} \quad (29)$$

$$m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B} \quad (30)$$

Se a carga inclinada estiver a um ângulo de 0° com a direção L da fundação, usa-se a Equação (31) para determinar o valor de m (VESIC, 1975).

$$m = m_n = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (31)$$

Conforme Vesic (1975), para calcular os fatores de profundidade, d_c, d_q, d_γ , precisamos levar em consideração o valor da divisão da profundidade (D), pela largura da base (B), para os valores dessa divisão menores que um, ou seja, D/B menor ou igual a um, foram utilizadas as equações (32), (33) e (34).

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B} \quad (32)$$

$$d_q = 1 + 2tg\phi(1 - sen\phi)^2 \frac{D}{B} \quad (33)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (34)$$

Quando a divisão da profundidade (D), pela largura da base (B), for maior que um, ou seja, D/B maior que um, utiliza-se as equações (35), (36) e (37) (VESIC, 1975).

$$d_c = 1 + 0,4 \arctg\left(\frac{D}{B}\right) \quad (35)$$

$$d_q = 1 + 2tg\phi(1 - sen\phi)^2 \arctg\left(\frac{D}{B}\right) \quad (36)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (37)$$

Muitos autores não consideram os fatores de profundidade no cálculo da capacidade de carga, inclusive Vesic. Isso se deve pelo modo de execução das fundações diretas, onde escava-se, executa-se a fundação e reaterra-se. Porém alguns autores concordam, como é o caso de Velloso e Lopes (2010).

De acordo com Vesic (1975), para calcular os fatores de inclinação da base da fundação, utiliza-se as equações (38) e (39), onde α é ângulo de inclinação da base, e ϕ é o ângulo de atrito do solo.

$$b_c = 1 - [2\alpha/(\pi + 2)] \quad (38)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha/tg\phi)^2 \quad (39)$$

Para calcular os fatores de inclinação de terreno, que se deve ao fato do solo ao lado da fundação estar inclinado (talude), usa-se as Equações (40) e (41), onde ω é o ângulo de inclinação do terreno ao lado da fundação (VESIC, 1975).

$$g_c = 1 - [2\omega/(\pi + 2)] \quad (40)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - tg\omega)^2 \quad (41)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Quanto ao modo de abordagem, o trabalho pode ser definido como pesquisa aplicada, pois gera conhecimentos úteis sobre os parâmetros que influenciam na capacidade de carga de fundações rasas, a fim de auxiliar em processos de tomada de decisões.

Em relação à forma de abordagem do problema, pode-se considerar esta pesquisa como sendo quantitativa, pois estabelece relações entre os parâmetros que serão variados e aplicados nas formulações referenciadas e apresentadas pela literatura, para calcular a capacidade de carga das fundações superficiais.

O modelo de pesquisa científica empregada, conforme os objetivos pode ser classificado como exploratória e descritiva. Exploratória, pois apresenta uma revisão bibliográfica sobre o assunto abordado no trabalho, e descritiva, devido a relação estabelecida entre os parâmetros de resistência do solo e estrutura da fundação.

Quanto ao procedimento da pesquisa, se dará de forma quantitativa, através da manipulação das variáveis em planilha eletrônica, que no caso deste estudo são os parâmetros de resistência do solo e da estrutura da fundação.

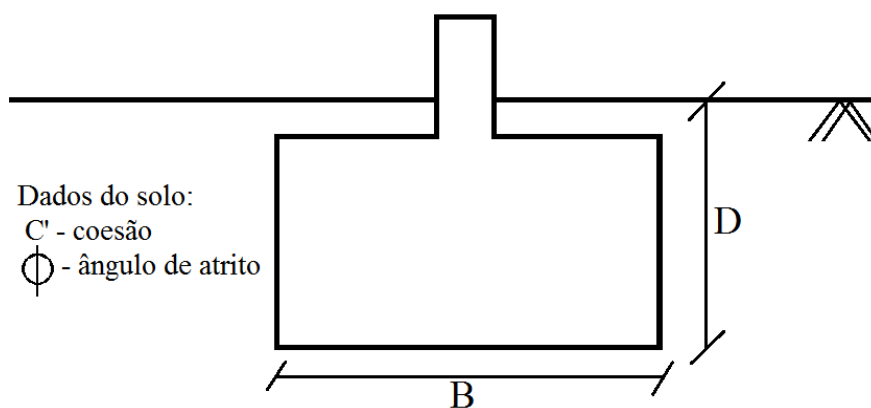
3.1 Caso Geral

Para elaboração do trabalho, estabeleceu-se um modelo inicial de interação solo-fundação, baseado na NBR 6122/2010 e nos valores normalmente adotados em projetos, para cada um dos tipos de sapatas: quadrada/circular, retangular e corrida:

- Solo argiloso com peso específico de 16 KN/m^3 ;
- Largura da base da fundação foi inicialmente de 0,6 metros para as sapatas quadrada, retangular e corrida, e raio de 0,6 metros para a sapata circular;
- Comprimento da sapata retangular (L) inicial de duas vezes a largura (B), ou seja, 1,20 metros;
- Profundidade de assentamento da fundação de 1 metro;
- Ângulo de atrito do solo 30° ;
- Coesão do solo de 15 KPa;
- Inclinação da base e do terreno igual a 0° , ou seja, sem inclinação.

Na Figura 23 pode-se observar um croqui da fundação superficial modelo de sapata quadrada, e a Tabela 5 com os valores utilizados como modelos iniciais do estudo.

Figura 23: Fundação modelo



FONTE: Autora

Tabela 5: Valores iniciais dos parâmetros

PARÂMETROS	VALORES INICIAIS
B – largura da base	0,60 m
L – comprimento da sapata retangular	1,20 m
D – profundidade da fundação	1,00 m
C' – coesão do solo	15 kPa
ϕ – ângulo de atrito	30°
γ – peso específico	16 kN/m ³
Inclinação da base (α)	0°
Inclinação do terreno (ω)	0°

 FONTE: Autora

Foram realizadas diversas interações para avaliar a influência dos parâmetros acima envolvidos no projeto de fundações superficiais, nestas interações o parâmetro a ser avaliado foi variado numericamente dentro de limites pré-determinados na Equação geral de Terzaghi, enquanto que os demais permaneceram fixos nos valores iniciais. Da mesma forma foi executada a análise para cada parâmetro. As interações realizadas estão representadas nas Tabelas 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12. A determinação dos valores a serem variados bem como os valores iniciais fixos foram atribuídos levando em consideração a NBR 6122/2010, os valores normalmente adotados em projetos, os parâmetros não definidos por norma foram atribuídos de maneira a facilitar a visualização dos resultados e a interpretação do conteúdo gráfico. Também foram utilizados valores medianos, para que um parâmetro não influencie no outro quando cada um deles estiver sendo variado. Quatro formas/formatos de fundações superficiais foram analisadas: as sapatas quadradas, circulares, retangulares e corrida, as sapatas quadrada e circular foram analisadas juntamente, devido ao fato de suas equações para obtenção dos fatores de forma serem as mesmas.

A Tabela 6 mostra como foi realizada a análise da largura da base da fundação (B). Este parâmetro foi variado 0,6 metros a 3 metros de largura mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 6: Metodologia de pesquisa – Variação da largura da base

Forma	Circular e	Retangular	Corrida
Parâmetro	Quadrada		
B – Largura da base	0,6 a 3 metros de largura	0,6 a 3 metros de largura	0,6 a 3 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	30 graus	30 graus	30 graus
c' - Coesão do solo	15 kPa	15 kPa	15 kPa
γ - Peso específico	16 kPa	16 kPa	16 kPa
α - Inclinação da base	0 graus	0 graus	0 graus
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 7 mostra como foi realizada a análise da profundidade de assentamento (D) que foi variada de 1 metro a 4 metros de profundidade mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 7: Metodologia de pesquisa – Variação da profundidade de assentamento

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 a 4 metros de profundidade	1 a 4 metros de profundidade	1 a 4 metros de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	30 graus	30 graus	30 graus
c' - Coesão do solo	15 kPa	15 kPa	15 kPa
γ - Peso específico	16 kPa	16 kPa	16 kPa
α - Inclinação da base	0 graus	0 graus	0 graus
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 8 mostra como foi realizada a análise do ângulo de atrito do solo (ϕ'). Este parâmetro foi variado de 1° a 45° graus mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 8: Metodologia de pesquisa – Variação do ângulo de atrito interno do solo

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	1 a 45 graus	1 a 45 graus	1 a 45 graus
c' - Coesão do solo	15 kPa	15 kPa	15 kPa
γ - Peso específico	16 kPa	16 kPa	16 kPa
α - Inclinação da base	0 graus	0 graus	0 graus
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 9 mostra como foi realizada a análise da coesão do solo (c') que foi variada de 0 a 100 kPa mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 9: Metodologia de pesquisa – Variação da coesão do solo

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	30 graus	30 graus	30 graus
c' - Coesão do solo	0 a 100 kPa	0 a 100 kPa	0 a 100 kPa
γ - Peso específico	16 kPa	16 kPa	16 kPa
α - Inclinação da base	0 graus	0 graus	0 graus
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 10 mostra como foi realizada a análise do peso específico do solo (γ). Este parâmetro foi variado de 13 a 21 kN/m³ mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 10: Metodologia de pesquisa – Variação do peso específico do solo

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	30 graus	30 graus	30 graus
c' - Coesão do solo	15 kPa	15 kPa	15 kPa
γ - Peso específico	13 a 21 kPa	13 a 21 kPa	13 a 21 kPa
α - Inclinação da base	0 graus	0 graus	0 graus
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 11 mostra como foi realizada a análise da inclinação da base (α) que foi variada de 0° a 45° graus de inclinação mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 11: Metodologia de pesquisa – Variação da inclinação da base

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	30 graus	30 graus	30 graus
c' - Coesão do solo	15 kPa	15 kPa	15 kPa
γ - Peso específico	16 kPa	16 kPa	16 kPa
α - Inclinação da base	0 a 45 graus	0 a 45 graus	0 a 45 graus
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 12 mostra como foi realizada a análise da inclinação do terreno (ω). Este parâmetro foi variado de 0° a 45° graus de inclinação mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 12: Metodologia de pesquisa – Variação da inclinação do terreno

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade	1 metro de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	30 graus	30 graus	30 graus
c' - Coesão do solo	15 kPa	15 kPa	15 kPa
γ - Peso específico	16 kPa	16 kPa	16 kPa
α - Inclinação da base	0 graus	0 graus	0 graus
ω - Inclinação do terreno	0 a 45 graus	0 a 45 graus	0 a 45 graus

Fonte: Autora

Os resultados obtidos através da manipulação dos dados na planilha eletrônica serão graficados, para melhor visualização da influência de cada um deles.

3.2 Estudo de Caso

Na segunda parte desta pesquisa foi executado um estudo de caso para o solo da cidade de Lajeado/RS, no qual foi analisada a influência dos parâmetros de resistência do solo e da estrutura da fundação quando o ângulo de atrito do solo é 0°, situação que não foi analisada no caso geral, descrito anteriormente.

É importante ressaltar que esta condição ($\phi = 0^\circ$) dificilmente será encontrada em campo, pois para que isto ocorra é necessário haver um solo totalmente saturado e sem carregamento, ou seja, sem carga sobre ele e nível da água na superfície.

No estudo de caso foram utilizados os dados obtidos em sondagens Standard Penetration Test (SPT) na cidade de Lajeado/RS. Através destes dados, não é possível obter o ângulo de atrito de um solo argiloso. E, por isso, foi utilizado $\phi = 0^\circ$. Só existem correlações entre os dados deste ensaio (N_{SPT}) e o ângulo de atrito para solos arenosos, para solos argilosos existe correlação entre estes dados (N_{SPT}) e a resistência não drenada do solo (c_u).

O ângulo de atrito igual a 0° não foi analisado anteriormente, uma vez que algumas equações dos fatores inseridos na Equação geral de Terzaghi levam em consideração o ângulo de atrito do solo, de tal modo não sendo possível calculá-los com o valor de 0° .

Como é o caso dos fatores de capacidade de carga (N_c, N_q, N_γ) que, quando o ângulo de atrito é 0° , não é possível calculá-lo, sendo necessário adotar os valores da Tabela 3 com os valores propostos por Vesic (1975), que diz que quando o ângulo de atrito é 0° , temos que N_c é igual a 5,14, N_q é 1,00 e N_γ é 0,00.

O fator de inclinação da base não poderá ser analisado no estudo de caso, porque em suas equações leva em consideração o ângulo de atrito do solo (Equações 38 e 39), e quando este é igual a 0° não é possível realizar o cálculo, visto que, gera erro na equação. Este erro ocorre, porquê na Equação (39) o ângulo de inclinação da base é dividido pela tangente do ângulo de atrito do solo, e como o ângulo de atrito é 0° , esta divisão não pode ser realizada, pois não é possível fazer uma divisão por zero.

As sondagens Standard Penetration Test (SPT) da cidade de Lajeado/RS utilizadas neste estudo de caso podem ser visualizadas no Anexo B. Para realização deste estudo foram analisados alguns dados dos ensaios SPT que estão na Tabela 13 abaixo. Além de averiguar que o solo de Lajeado é um solo argiloso, foi retirado dos ensaios a profundidade de assentamento que poderia ser utilizada, uma profundidade onde o solo suportasse a carga sobre ele, no caso destes ensaios a

profundidade permitida para o assentamento de fundações superficiais se deu sempre quando o solo abaixo dela era impenetrável para a sondagem, ou seja, um solo tão resistente que era impossível de ser penetrado pelo trado de sondagem, estes valores de profundidade estão na Tabela 13. Os outros valores que estão na Tabela 13, são os N_{SPT} de cada ensaio, necessários para realizar as correlações com os demais parâmetros do solo. Os demais dados destes ensaios serão dispensáveis para este estudo de caso.

Tabela 13: Dados dos ensaios SPT de Lajeado/RS

Local da Obra	Profundidade permitida para assentamento	N_{SPT}		
Arquibancada	2,35	26	50	
Arquibancada	2,34	24	43	
Arquibancada	2,34	26	50	
Tecnovates	2,10	2		
Tecnovates	3,50	6	8	10
Tecnovates	3,45	7	11	9
Tecnovates	3,10	8	12	
Tecnovates	3,50	10	11	13
Tecnovates	3,00	8	12	
Tecnovates	3,45	10	16	12
Tecnovates	3,10	14	15	
Tecnovates	3,40	14	12	
Shopping	3,50	3	8	21
MÉDIA:	3,00		15,7	

Fonte: Autora

A partir dos dados dos ensaios SPT determinou-se um modelo inicial de interação solo-fundação com os parâmetros específicos do solo de Lajeado para cada um dos tipos de sapatas, quadrada/circular, retangular e corrida:

- Solo argiloso com peso específico de 19 KN/m^3 ;
- Largura da base da fundação foi inicialmente de 0,6m para as sapatas quadrada, retangular e corrida, e diâmetro de 0,6m para a sapata circular;

- Comprimento da sapata retangular (L) inicial de duas vezes a largura (B), ou seja, 1,20m;
- Profundidade de assentamento inicial de 3 metros;
- Ângulo de atrito do solo 0° ;
- Coesão do solo em 157 kPa;
- Inclinação da base e do terreno igual a 0° , ou seja, sem inclinação.

Na Tabela 14 constam os valores utilizados como modelo inicial para o estudo de caso do solo de Lajeado/RS.

Tabela 14: Valores iniciais dos parâmetros do estudo de caso

PARÂMETROS FIXADOS	VALORES INICIAIS
B – largura da base	0,60 m
L – comprimento da sapata retangular	1,20 m
D – profundidade da fundação	3,00 m
C' – coesão do solo	157 kPa
ϕ – ângulo de atrito	0°
γ – Peso específico	19 KN/m ³
ω - Inclinação do terreno	0°

FONTE: Autora

Foram realizadas diversas interações para avaliar a influência de alguns dos parâmetros envolvidos no projeto de fundações superficiais no solo de Lajeado. Nestas interações, o parâmetro a ser avaliado foi variado numericamente dentro de limites pré-determinados na Equação geral de Terzaghi, enquanto que os demais permaneceram fixados nos valores iniciais, assim foi executado para cada parâmetro. As interações realizadas estão representadas nas Tabelas 14,15,16 e 17. A determinação dos valores a serem variados bem como os valores iniciais

fixados foram atribuídos levando em consideração a NBR 6122/2010 e os valores obtidos nos ensaios SPT de Lajeado/RS. Os parâmetros não definidos por norma foram atribuídos de maneira a facilitar a visualização e interpretação dos resultados. Da mesma forma que para o caso geral, quatro formas/formatos de fundações superficiais foram analisadas: as sapatas quadradas, circulares, retangulares e corrida, as sapatas quadrada e circular foram analisadas juntamente, devido ao fato de suas equações para obtenção dos fatores de forma serem as mesmas.

A Tabela 15 mostra como foi realizada a análise da largura da base (B). Este parâmetro foi variado 0,6 metros a 3 metros de largura mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 15: Metodologia de pesquisa – Variação da largura da base

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 a 3 metros de largura	0,6 a 3 metros de largura	0,6 a 3 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	0 graus	0 graus	0 graus
c' - Coesão do solo	157 kPa	157 kPa	157 kPa
γ - Peso específico	19 kPa	19 kPa	19 kPa
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 16 mostra como foi realizada a análise da coesão do solo (c'). Este parâmetro foi variado 0 a 500 kPa mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 16: Metodologia de pesquisa – Variação da coesão do solo

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	0 graus	0 graus	0 graus
c' - Coesão do solo	0 a 500 kPa	0 a 500 kPa	0 a 500 kPa
γ - Peso específico	19 kPa	19 kPa	19 kPa
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 17 mostra como foi realizada a análise do peso específico do solo (γ). Este parâmetro foi variado 13 a 21 kPa mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 17: Metodologia de pesquisa – Variação do peso específico

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	0 graus	0 graus	0 graus
c' - Coesão do solo	157 kPa	157 kPa	157 kPa
γ - Peso específico	13 a 21 kPa	13 a 21 kPa	13 a 21 kPa
ω - Inclinação do terreno	0 graus	0 graus	0 graus

Fonte: Autora

A Tabela 18 mostra como foi realizada a análise da inclinação do terreno (ω). Este parâmetro foi variado 0 a 45 graus mantendo os valores dos demais parâmetros fixos, conforme o modelo inicial.

Tabela 18: Metodologia de pesquisa – Variação da inclinação do terreno

Forma	Circular e Quadrada	Retangular	Corrida
Parâmetro			
B – Largura da base	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura	0,6 metros de largura
D - Profundidade de assentamento	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade	3 metros de profundidade
ϕ' - Ângulo de atrito	0 graus	0 graus	0 graus
c' - Coesão do solo	157 kPa	157 kPa	157 kPa
γ - Peso específico	19 kPa	19 kPa	19 kPa
ω - Inclinação do terreno	0 a 45 graus	0 a 45 graus	0 a 45 graus

Fonte: Autora

A coesão do solo, foi variada entre 0 a 500 kPa, pois de acordo com Cintra et al. (2011) quando não temos ensaios de laboratório, podemos fazer a correlação do índice de resistência à penetração com a coesão não drenada (c_u) através da Equação (42).

$$c_u = 10 * N_{SPT} \quad (42)$$

Onde c_u é a coesão do solo não drenado, e N_{SPT} é o valor obtido no ensaio SPT, como o maior N_{SPT} obtido nos ensaios de Lajeado/RS é de 50, colocando este valor na equação obtém-se uma coesão de 500 kPa, devido a isso o parâmetro será

variado entre os valores de 0 à 500 kPa. Este parâmetro foi fixado em 157 kPa, pois é o valor que resulta da Equação 42 para o N_{SPT} médio dos dados de Lajeado/RS.

O peso específico do solo será variado entre os valores 13, 15, 17, 19 e 21 KN/m³, pois segundo Cintra et al. (2011) caso não haja ensaios de laboratório, pode-se utilizar os valores da Tabela 19 para o peso específico das argilas, este parâmetro foi fixado em 19 KN/m³ pois a partir dos dados dos ensaios SPT obteve-se um N_{SPT} médio de 15,7, e analisando a Tabela 19 percebe-se que para este N_{SPT} o peso específico é 19 KN/m³.

Tabela 19: Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: CINTRA ET AL., 2011

Após ter-se calculado os fatores que compõem a equação geral de Terzaghi utilizando os dados do modelo, utilizou-se a equação geral de Terzaghi (Equação 19) para determinar a capacidade de carga à ruptura da fundação. Em seguida, variou-se todos os parâmetros envolvidos no projeto de fundações superficiais conforme os valores pré-determinados.

4 RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados e analisados os resultados obtidos para o modelo geral e para o estudo de caso do solo de Lajeado/RS.

4.1 Caso Geral

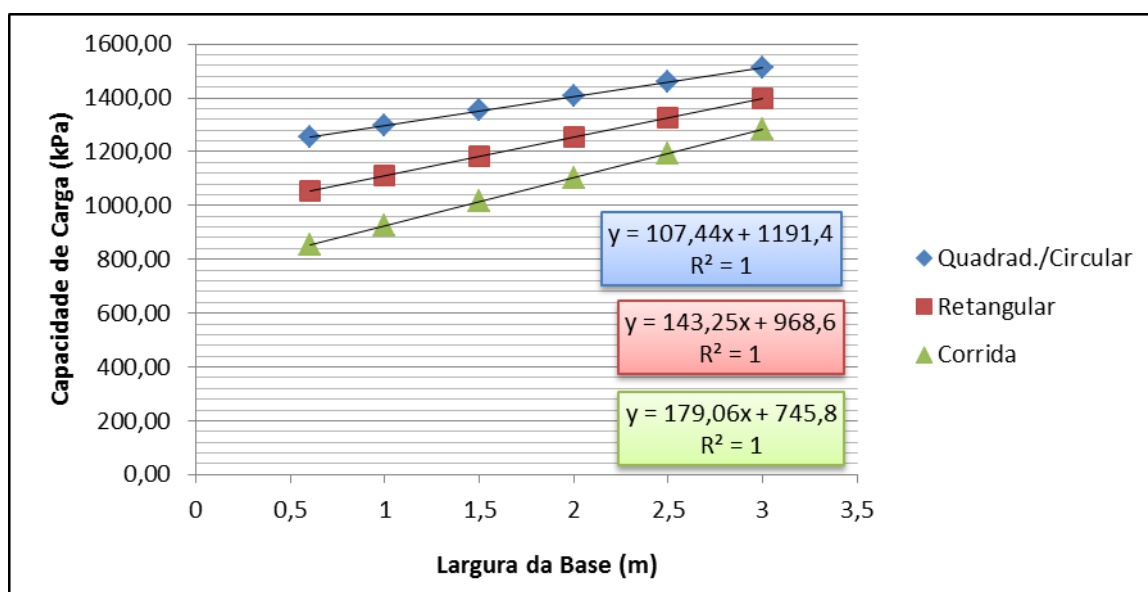
A seguir serão apresentados os resultados obtidos nas análises do caso geral, para o seguinte modelo de solo:

- Solo argiloso com peso específico de 16 KN/m^3 ;
- Largura da base da fundação foi inicialmente de 0,6m para as sapatas quadrada, retangular e corrida, e diâmetro de 0,6m para a sapata circular;
- Comprimento da sapata retangular (L) inicial de duas vezes a largura (B), ou seja, 1,20 m;
- Profundidade de assentamento da fundação de 1 metro;
- Ângulo de atrito do solo de 30° ;
- Coesão do solo de 15 kPa;
- Inclinação da base e do terreno igual a 0° , ou seja, sem inclinação.

4.1.1 Largura da Base

A largura da base (B) foi variada entre 0,6 metros a 3 metros de largura, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 6 para os quatro tipos de sapatas (sapatas quadrada e circular estão juntas, pois possuem as mesmas fórmulas para obter a capacidade de carga). Porém não foi considerado o fator de profundidade de assentamento (d_c , d_q e d_v), para ver a influência somente da largura da base na capacidade de carga, após será analisado levando-o em consideração. Com isto obteve-se o Gráfico 1, que mostra o aumento da capacidade de carga, para o aumento da largura da base.

Gráfico 1: Variação da capacidade de carga com o aumento da largura da base - sem considerar o fator de profundidade de assentamento (d_c , d_q e d_v)



Fonte: Autora

Como pode-se observar no Gráfico 1 a capacidade de carga à ruptura aumenta linearmente com a largura da base da fundação nos três casos. Quanto mais larga for a base da fundação, maior será a sua capacidade de suporte, como já esperado. Assim, é possível representar a variação da capacidade de carga com a largura da fundação por uma reta cujas equações estão representadas na Tabela 20.

Tabela 20: Equações que representam a capacidade de carga com o aumento da largura da base da fundação

Formato da Sapata	Equação	Coeficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 107,44 B + 1191,40$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 143,25 B + 968,60$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 179,06 B + 745,80$	$R^2 = 1$

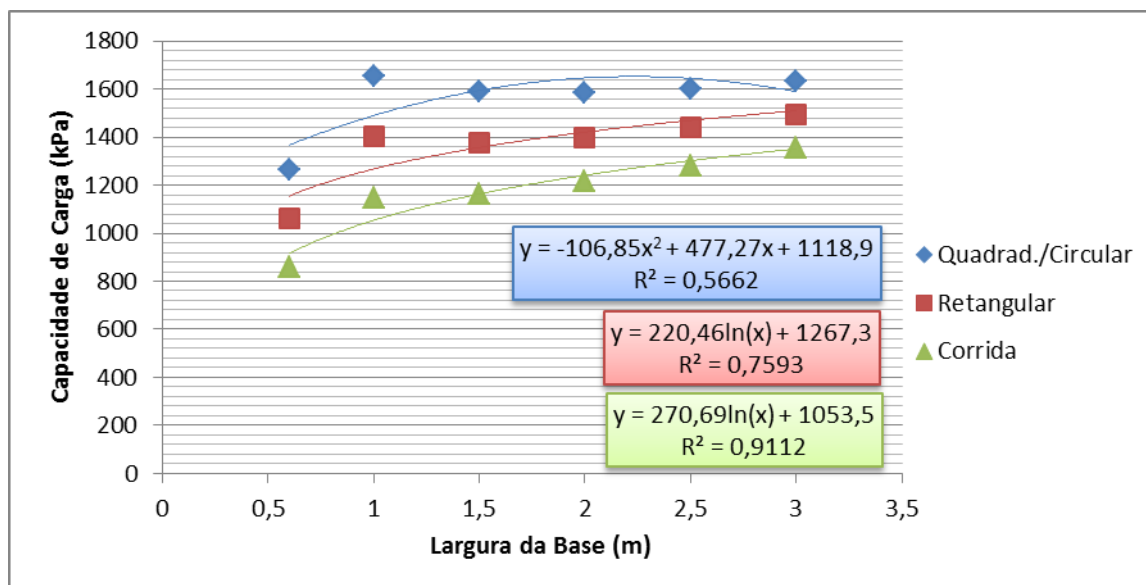
Fonte: Autora

Substituindo o B nas equações da Tabela 20 pelo valor da largura da base da fundação, obtém-se a capacidade de suporte da fundação.

Este aumento na capacidade de suporte com o aumento de B se deve, ao fato que ao aumentar a largura da base da fundação, aumenta-se a área da mesma, e conseqüentemente a área de contato entre o sistema sapata-solo. De acordo com a NBR 6122/2010, a fundação superficial é aquela cuja carga da estrutura é conduzida ao solo pela base da fundação, deste modo ao aumentar a área de contato entre a sapata e o solo, logo a carga suportada pela mesma será maior, este fato ocorre para os três casos estudados de sapatas.

Depois, foi analisado novamente o parâmetro largura da base, porém incluindo o fator de profundidade da fundação (d_c , d_q e d_v) na equação geral de Terzaghi, assim obtendo o Gráfico 2.

Gráfico 2: Variação da capacidade de carga com o aumento da largura da base - considerando o fator de profundidade de assentamento (d_c , d_q e d_v)

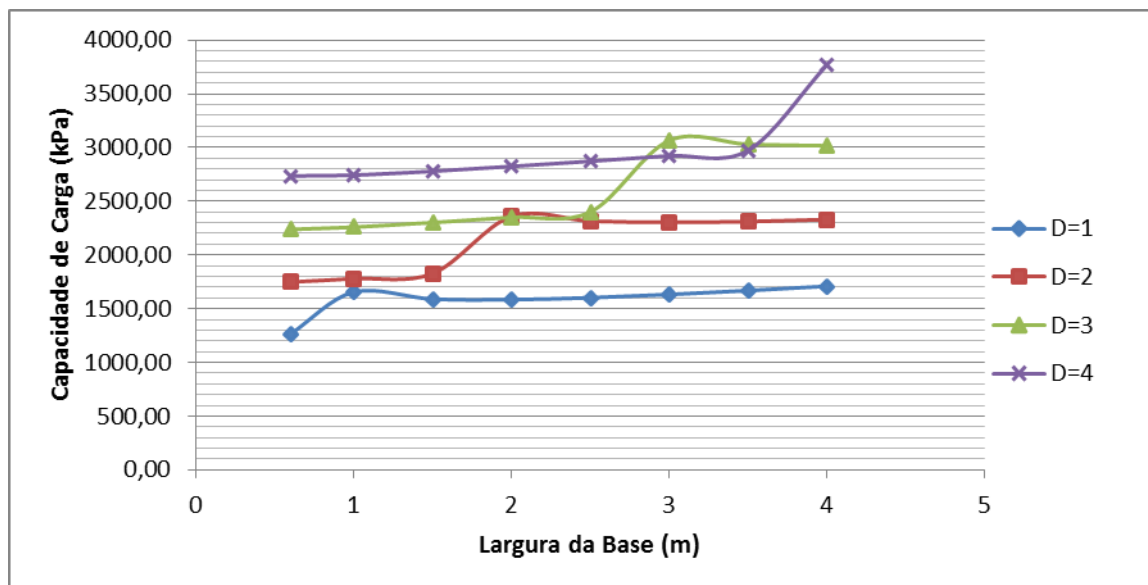


Fonte: Autora

Observando o Gráfico 2 verifica-se que para as três sapatas a capacidade de carga tem um aumento brusco para a largura de 1 metro, sendo que na sapata quadrada e circular uma sapata de 1 metro de largura possui uma capacidade de suporte maior que uma de 3 metros de largura. O que é fisicamente impossível, analisando mais profundamente este parâmetro, percebeu-se que este fato ocorre devido ao fator de profundidade, que leva em consideração em suas fórmulas a divisão da profundidade de assentamento (D) pela largura da base (B).

Como o pico no aumento da capacidade de carga ocorreu quando D sobre B era igual a 1, suspeitou-se que isto ocorra sempre que essa divisão resulte em 1. Para analisar melhor este fato, de uma sapata quadrada de um metro de largura suportar mais carga que uma sapata quadrada de três metros de largura, variou-se novamente a largura da base da fundação para cada uma das profundidades de assentamento para a sapata quadrada, que seriam variadas no estudo, ou seja para a profundidade de 1, 2, 3 e 4 metros, assim gerando o Gráfico 3.

Gráfico 3: Variação da capacidade de carga com o aumento da largura da base e da profundidade de assentamento – sapata quadrada



Fonte: Autora

Através do Gráfico 3 pode-se confirmar a hipótese, pois o pico no aumento da capacidade carga ocorreu sempre quando D e B possuíam valores iguais o que gera o resultado da divisão igual a 1.

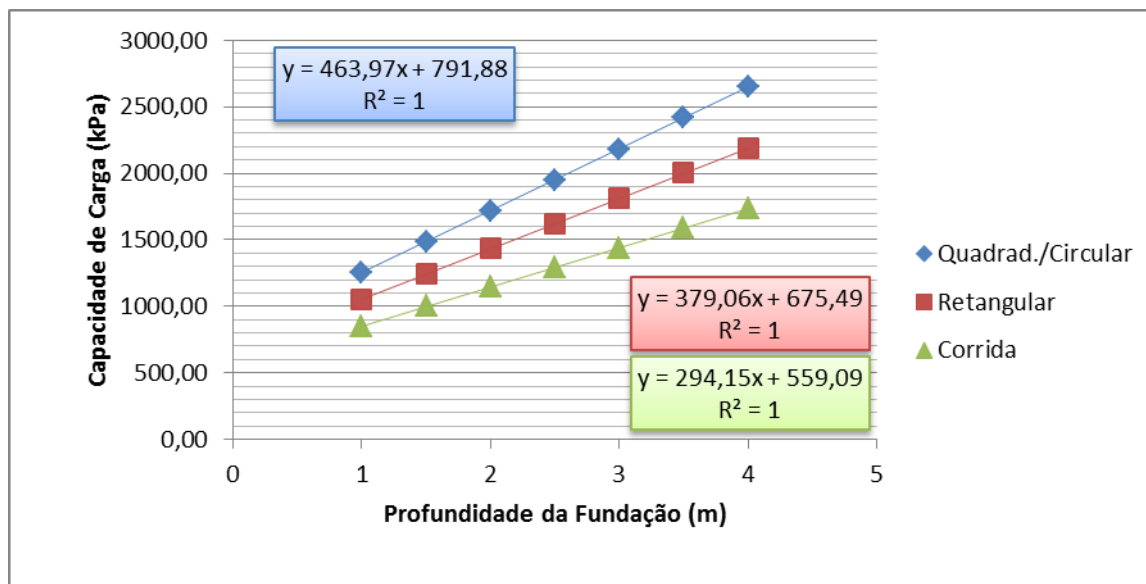
Devido ao fato do fator de profundidade apresentar valores irreais para a capacidade de carga averiguou-se que muitos autores não consideram os fatores de profundidade no cálculo da capacidade de carga, inclusive Vésic. Isso se deve pelo modo de execução das fundações diretas, onde escava-se, executa-se a fundação e reaterra-se. Portanto, este fator não será incluído no cálculo da capacidade de carga deste estudo, pois os valores obtidos vão contra a segurança das fundações, já que geram valores correspondentes a situações fisicamente irreais.

4.1.2 Profundidade de Embutimento

O segundo parâmetro a ser analisado foi o embutimento da fundação (D) que teve sua variação entre 1 e 4 metros, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 7. O Gráfico 4 mostra o comportamento da

capacidade de carga conforme a fundação está mais profunda no solo para os quatro tipos de sapatas.

Gráfico 4: Variação da capacidade de carga com o aumento da profundidade



Fonte: Autora

Observa-se que a capacidade de carga da fundação aumenta linearmente conforme aumenta a profundidade da fundação, ou seja, podemos perceber que quanto mais profunda a fundação, maior será a capacidade de suporte. Desta forma, da mesma maneira que para a largura da base (B), foi possível criar uma função para cada um dos três tipos de sapatas que represente a relação entre a capacidade de carga e a profundidade da fundação, dada pelas equações representadas na Tabela 21. Em que substituindo o valor de D pela profundidade de assentamento da fundação, obtém-se a sua capacidade de suporte.

Tabela 21: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento da profundidade de embutimento

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 463,97 D + 791,88$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 379,06 D + 645,49$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 294,15 D + 559,09$	$R^2 = 1$

Fonte: Autora

A influência de D na capacidade de carga, que aumenta de acordo com o aumento do embutimento da fundação no solo, pode ser provada através do desmembramento da Equação geral (19), que é composta de três partes que somadas chegam ao valor total da capacidade de carga. A primeira parte é referente a coesão do solo ($c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$), a segunda é a sobrecarga ($q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$), que é a parcela que é mais influenciada pelo embutimento da fundação, e a terceira é a parte referente ao atrito do solo ($\frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$).

Quando aumentamos a profundidade de assentamento da fundação, aumenta a tensão efetiva do solo (q), que compõe a parte da sobrecarga da Equação (19). A tensão efetiva nada mais é que o peso específico do solo multiplicado pela altura de solo na base da fundação, descontando a poro-pressão (se houver). Deste modo, quanto mais solo estiver sobre a fundação, maior será a tensão efetiva (q), e consequentemente maior a sua capacidade de carga.

Como a tensão efetiva do solo (q) é a parte da Equação geral mais influenciada com o aumento da profundidade da fundação no solo, foi analisado também caso haja poro-pressão, ou seja, o nível da água esteja acima da fundação. Pois na análise realizada anteriormente o solo estava seco, e o nível da água estava bem abaixo da fundação.

Para isso foi analisada a profundidade da fundação (D) novamente, porém levando em consideração a poro-pressão na tensão efetiva do solo, o embutimento da fundação (D) teve sua variação entre 1 e 4 metros, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 7.

Entretanto, para calcular a capacidade de carga levando em consideração a poro-pressão, algumas alterações foram necessárias na Equação geral, (estas alterações foram feitas apenas para analisar a capacidade de carga com o aumento da profundidade quando o nível da água está acima da fundação, para a análise dos outros parâmetros a Equação geral não continha estas alterações) como: na tensão efetiva foi adicionada a poro-pressão, ou seja, a tensão efetiva do solo (q) foi calculada como o peso específico do solo multiplicado pela altura de solo na base da fundação, descontando a poro-pressão; outra alteração foi na parcela referente ao atrito do solo ($\frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$), onde o peso específico do solo (γ) foi alterado para o peso específico submerso do solo (γ_{sub}), pois quando há presença de água no solo é utilizado este valor para o peso específico do solo, que nada mais é do que o peso específico do solo menos o peso da água.

Após estas alterações na Equação geral, foi calculado a capacidade de suporte para a sapata quadrada. A qual foi analisada embutida no solo há 1, 2, 3 e 4 metros, e o nível da água na superfície e abaixo da superfície, diminuindo sempre um metro, até chegar à base da fundação. Na Tabela 22 estão apresentadas as interações realizadas para analisar o comportamento da capacidade de carga conforme a fundação está mais profunda no solo para a sapata quadrada levando em consideração poro-pressão.

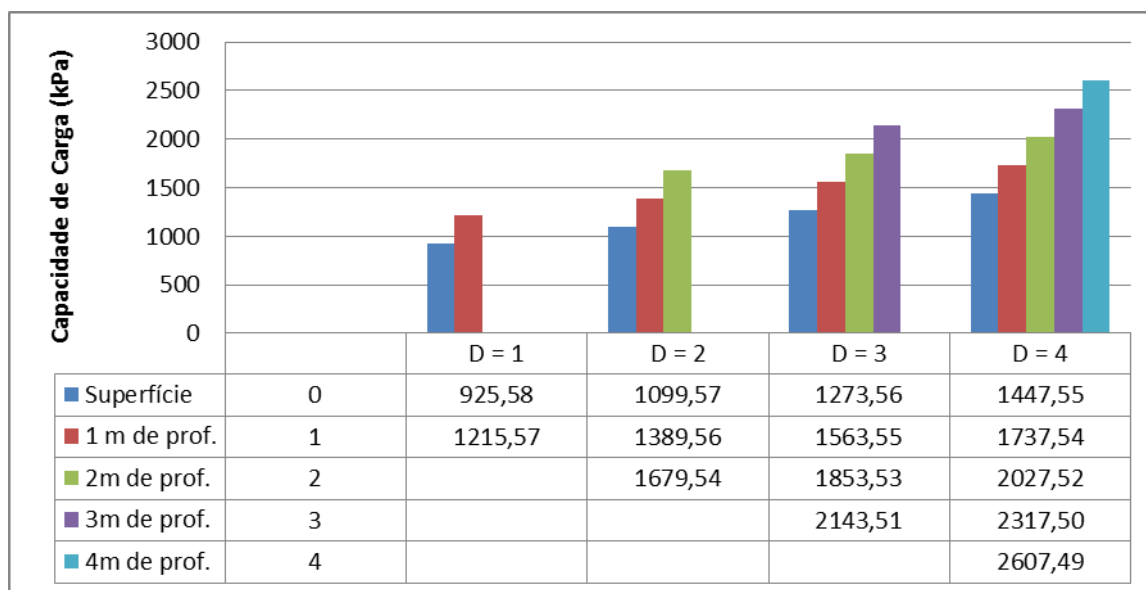
Tabela 22: Interações realizadas para analisar o comportamento da capacidade de carga conforme a fundação está mais profunda no solo + poro-pressão

Embutimento da Fundação		Nível da água			
D = 1	Superfície	A 1m da superfície	-	-	-
D = 2	Superfície	A 1m da superfície	A 2m da superfície	-	-
D = 3	Superfície	A 1m da superfície	A 2m da superfície	A 3m da superfície	-
D = 4	Superfície	A 1m da superfície	A 2m da superfície	A 3m da superfície	A 4m da superfície

FONTE: Autora

O Gráfico 5 mostra o comportamento da capacidade de carga conforme a fundação está mais profunda no solo para a sapata quadrada levando a poro-pressão em consideração.

Gráfico 5: Variação da capacidade de carga com o aumento do embutimento da fundação levando em consideração a poro-pressão



FONTE: Autora

Observa-se no Gráfico 5 que mesmo com o nível da água acima da sapata, a capacidade de carga continua aumentando com o embutimento da fundação no solo, quanto maior a profundidade da sapata, maior a capacidade de suporte, assim como já demonstrado no Gráfico 4 para os quatro tipos de sapatas. Porém, pode-se notar que quanto mais água sobre a fundação menos carga ela suportará.

Isso pode ser exemplificado para a sapata à quatro metros de profundidade no solo, no Gráfico 4, vemos que a fundação possui a maior capacidade de carga quando está a quatro metros de profundidade. Entretanto, no Gráfico 5 ela continua sendo a que obtém o maior valor, porém a capacidade de suporte não é mais a mesma, e sim menor do que a sem poro-pressão. Também pode-se notar que quanto mais água há sobre a sapata, menor a capacidade de carga, pois quando a água está na superfície do terreno a capacidade de suporte é de 1447,55 kPa, este valor vai aumentando conforme o nível de água vai aprofundando no solo, ou seja, quanto menos solo “molhado” sobre a fundação, maior sua capacidade de carga,

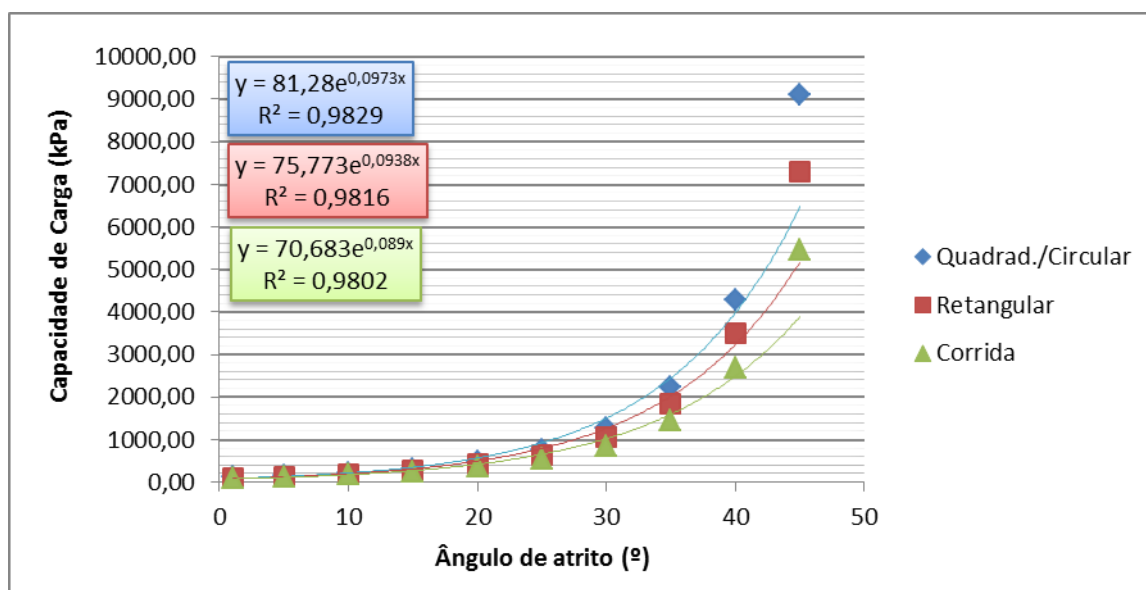
este valor chega no seu ápice de 2607,49 kPa quando o nível da água se iguala ao da base da fundação, pois assim todo o solo sobre ela está seco.

Portanto, constata-se que quando o nível da água está acima da fundação a capacidade de carga da mesma será menor que quando não há poro-pressão, pois a presença da água no solo diminui a capacidade de carga dele.

4.1.3 Ângulo de Atrito de Solo

Quanto ao ângulo de atrito interno do solo (ϕ'), este teve seus valores variando de 1° a 45° , mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 8. O Gráfico 6 mostra como ocorre a variação da capacidade de carga à ruptura da fundação com o aumento deste parâmetro de resistência para os quatro tipos de fundações estudadas. Como pode ser observado, a capacidade de suporte aumenta com o aumento do ângulo de atrito do solo, nos valores entre 1° e 30° a capacidade do solo tem uma pequena variação, após os 30° até chegar nos 45° ela tem grande crescimento, isso ocorre nos três casos.

Gráfico 6: Variação da capacidade de carga com o aumento do ângulo de atrito



Fonte: Autora

Pode-se ajustar uma função exponencial que representa a relação entre o ângulo de atrito do solo e a capacidade suporte, cujas equações estão representadas na Tabela 23. Em que substituindo o valor de ϕ' pelo ângulo de atrito interno do solo, obtém-se a capacidade de suporte do solo. Uma vez que o ângulo de atrito é resultante da interação das duas forças com a força normal, essas grandezas são fundamentais para determinar a capacidade de carga do solo.

Tabela 23: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento do ângulo de atrito do solo

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 81,28 e^{0,0973 \phi'}$	$R^2 = 0,9829$
Retangular	$q_{ult} = 75,773 e^{0,0938 \phi'}$	$R^2 = 0,9816$
Corrida	$q_u = 70,683 e^{0,089 \phi'}$	$R^2 = 0,9802$

Fonte: Autora

De acordo com Pinto (2012), o ângulo de atrito interno é o ângulo máximo que a força conduzida pelo corpo à superfície pode ter com a força normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento. E nas argilas, há um número muito grande de partículas, fazendo com que a força transmitida em cada contato seja muito reduzida.

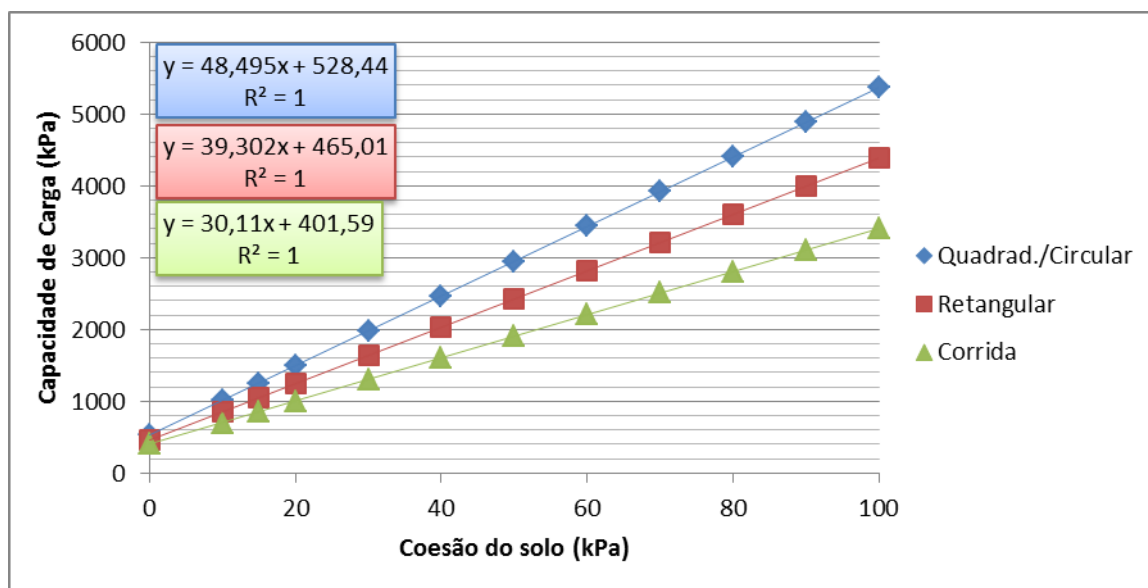
Portanto, quanto maior for o ângulo de atrito entre as partículas do solo, mais carga ele poderá suportar sobre ele, ou seja, maior será a capacidade de carga do solo. Isto pode ser confirmado através do Gráfico 6, que ilustra quanto maior o ângulo de atrito do solo, maior foi a capacidade de carga da fundação. Entretanto, para ângulos de atrito maiores que 40° ($\phi' > 40^\circ$) os modelos representados pelas equações da Tabela 23 subestimam a capacidade de suporte da fundação.

4.1.4 Coesão do Solo

A coesão do solo (c') foi variada de 0 a 100 kPa para os quatro tipos de sapatas, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 9. O Gráfico 7 mostra como é relacionada a capacidade suporte da fundação para este parâmetro de resistência.

Observando o Gráfico 7 verifica-se que a capacidade de suporte, assim como anteriormente para outros parâmetros como a largura da base e a profundidade da fundação, cresce linearmente com o aumento da coesão do solo. Quanto maior a coesão, mais carga a fundação suporta.

Gráfico 7: Variação da capacidade de carga com o aumento da coesão do solo



Fonte: Autora

A relação entre a capacidade de carga e a coesão pode ser estabelecida pelas equações da Tabela 24. Onde substituindo o valor de c' pela coesão do solo, obtém-se a capacidade de carga do solo. Tendo em vista que a coesão representa uma das principais parcelas da resistência ao cisalhamento dos solos em especial neste caso a argila por ser um solo coesivo, é importante a análise deste parâmetro para conhecer a influência do mesmo no momento de dimensionar a fundação.

Tabela 24: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento da coesão do solo

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 48,495 c' + 528,44$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 39,302 c' + 465,01$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 30,11 c' + 401,59$	$R^2 = 1$

Fonte: Autora

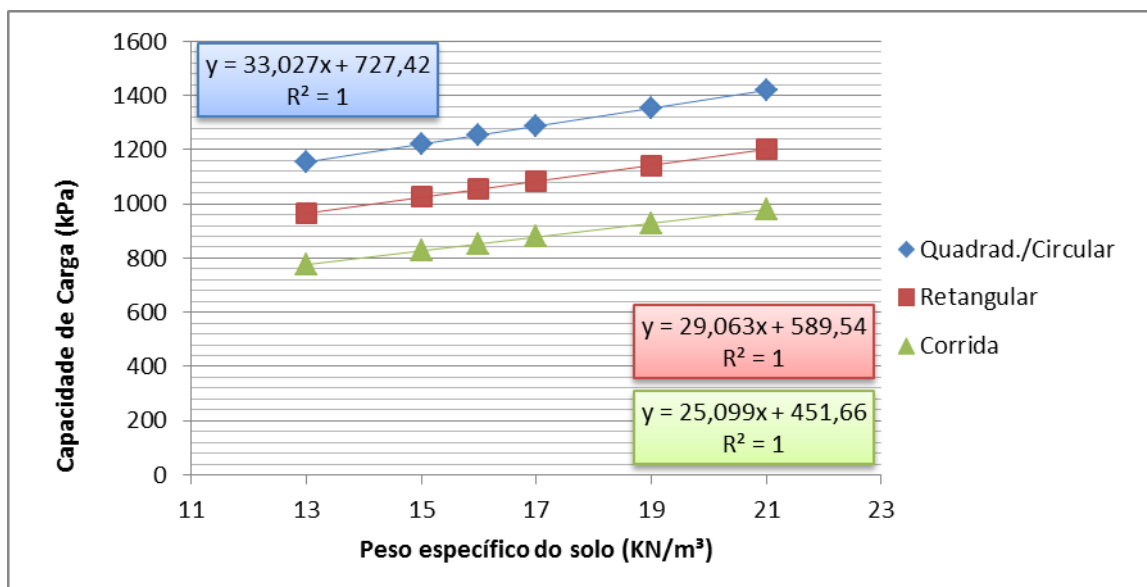
Conforme Pinto (2012), a resistência ao cisalhamento dos solos se deve fundamentalmente ao atrito entre as partículas. Contudo, a atração química entre os grãos do solo pode gerar uma resistência livre da tensão normal atuante no plano e forma uma coesão real, como se houvesse uma cola entre as partículas.

Deste modo, pode-se confirmar a influência de c' no aumento da capacidade de carga, pois quanto maior a coesão do solo, maior a atração entre as partículas e maior a resistência do mesmo. Confirmando assim o que já está representado no Gráfico 7, que quanto maior a coesão do solo, maior será a capacidade de suporte.

4.1.5 Peso específico do solo

O peso específico do solo (γ) foi variado entre 13 e 21 kN/m³, por se tratarem dos valores possíveis para um solo argiloso, os demais parâmetros foram mantidos constantes, conforme apresentado na Tabela 10. E foi analisado para os quatro tipos de sapatas: quadrada, circular, retangular e corrida. O Gráfico 8 ilustra a variação da capacidade de carga com o aumento do peso específico do solo.

Gráfico 8: Variação da capacidade de carga com o aumento do peso específico



Fonte: Autora

Observa-se no Gráfico 8, que a capacidade de carga aumenta linearmente com o aumento do peso específico do solo, com isso pode-se perceber que quanto maior o peso específico do solo maior será a capacidade de suporte. Deste modo, foi possível criar uma função para cada um dos tipos de sapatas que represente qual a capacidade de carga conforme o peso específico do solo, dado pelas equações da Tabela 25. Em que substituindo o valor de γ pelo peso específico do solo, obtém-se a capacidade de suporte da fundação.

Tabela 25: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento do peso específico do solo

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 33,027 \gamma + 727,42$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 29,063 \gamma + 589,54$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 25,099 \gamma + 451,66$	$R^2 = 1$

Fonte: Autora

Esta influência de γ na capacidade de carga, que aumenta de acordo com o aumento do peso específico no solo, pode ser provada através do que dizem os autores. De acordo com Hachich (2012) o peso específico do solo, é a relação entre o peso total e o volume total do solo. E segundo Pinto (2012) ele varia pouco de um solo para o outro, porém é imprescindível para realizar os cálculos de outros índices e inclusive para calcular a capacidade de carga das fundações superficiais.

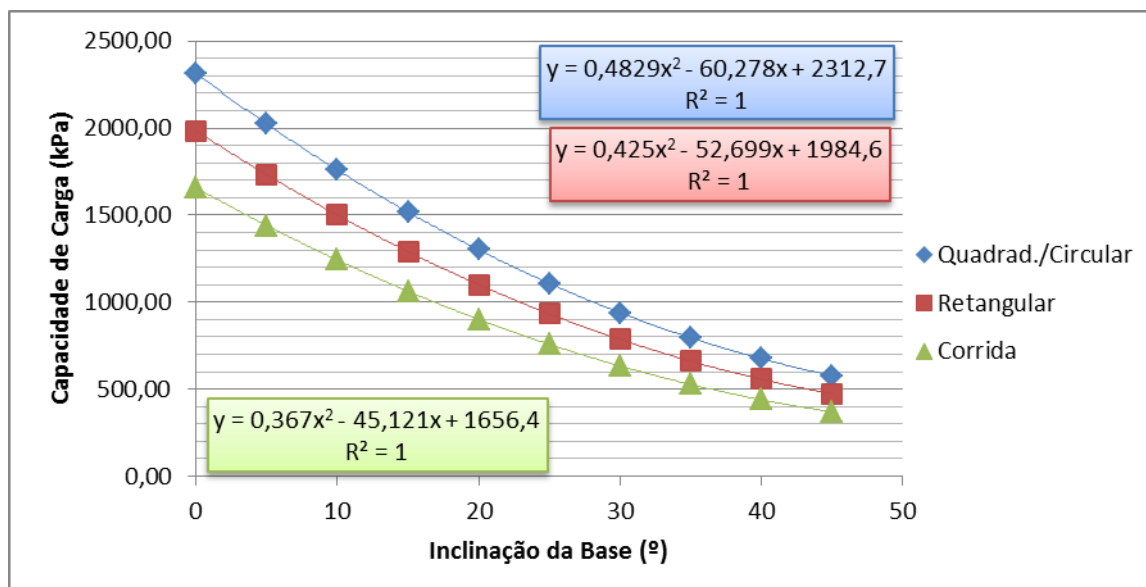
Portanto, quanto maior for a relação entre peso e volume do solo, significa que há mais partículas sólidas por volume, e menos espaços vazios, o que gera mais atrito e mais coesão entre as partículas, assim aumentando a resistência do solo, e aumentando também a capacidade de carga do solo.

Outro fato que justifica o aumento da capacidade de carga com o aumento do peso específico do solo, é o fato que já foi explicado para a profundidade de assentamento, pois o peso específico faz parte do cálculo da tensão efetiva do solo (q), que compõe a parte da sobrecarga da Equação geral de Terzaghi (19). A tensão efetiva é que o peso específico do solo multiplicado pela altura de solo na base da fundação, descontando a poro-pressão (se houver). Deste modo, quanto maior for o peso específico do solo, maior será a tensão efetiva (q), e consequentemente maior a sua capacidade de carga. Assim, tanto a parcela do atrito quanto a parcela da sobrecarga sofrem influência de γ .

4.1.6 Inclinação da Base

A inclinação da base da fundação (α) foi variada entre 0° e 45° , pois a inclinação da base não pode ser maior que o ângulo de atrito do solo, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 11, para os quatro tipos de sapatas. Com isto, obteve-se o Gráfico 9, que mostra o comportamento da capacidade de carga para a variação da inclinação da base das sapatas.

Gráfico 9: Variação da capacidade de carga com o aumento da inclinação da base



Fonte: Autora

Como pode-se observar no Gráfico 9, a capacidade de carga à ruptura decresce com o aumento da inclinação da base das sapatas nos três casos. Quanto mais inclinada for a base da fundação, menos carga a mesma suportará. Deste modo, foi possível ajustar uma função polinomial para representar a variação da capacidade de carga com a inclinação da base, cujas equações estão apresentadas na Tabela 26. Em que substituindo o valor de α pela inclinação da base da sapata, obtém-se a capacidade de suporte do solo.

Tabela 26: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento da inclinação da base da fundação

Formato da Sapata	Equação	Coeficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 0,4829 \alpha^2 - 60,278 \alpha + 2312,7$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 0,425 \alpha^2 - 52,699 \alpha + 1984,6$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 0,367 \alpha^2 - 45,121 \alpha + 1656,4$	$R^2 = 1$

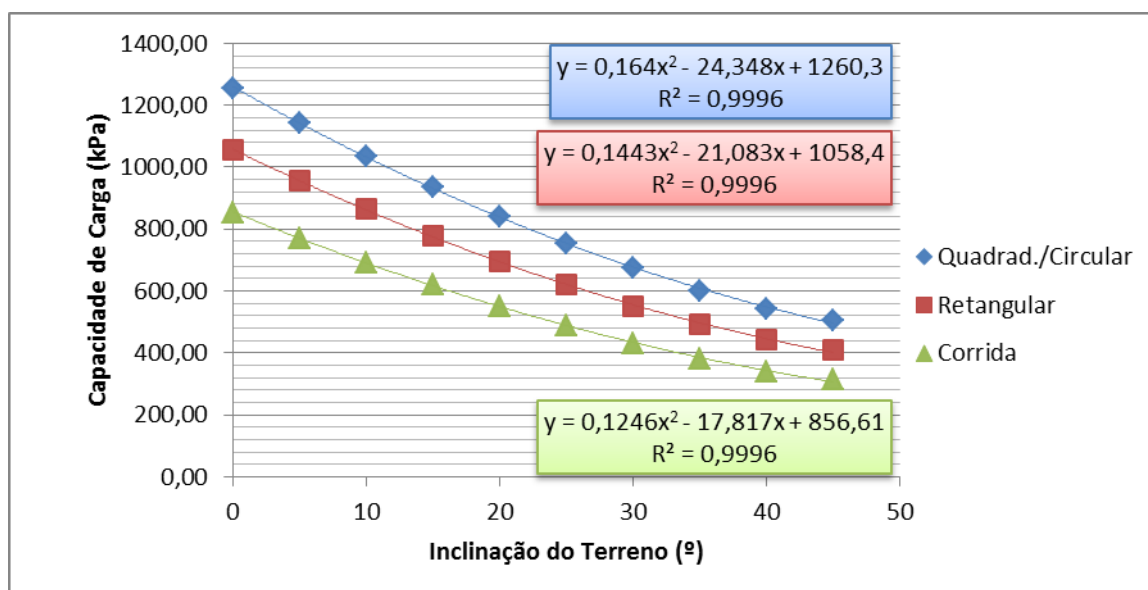
Fonte: Autora

Ao inclinar a base da fundação, a mesma fica mais favorável ao tombamento, por isso quanto mais inclinada estiver, menos carga ela suportará, e menor será sua capacidade de carga. Porém em alguns casos pode ser interessante inclinar a base da sapata, para absorver esforços horizontais.

4.1.7 Inclinação do Terreno

O último parâmetro a ser analisado foi a inclinação do terreno ao lado da fundação (ω), que foi variada entre 0° e 45° , mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 12, para os quatro tipos de sapatas. Com isto obteve-se o Gráfico 10, que mostra a relação entre a capacidade de carga e a inclinação do terreno.

Gráfico 10: Variação da capacidade de carga com o aumento da inclinação do terreno



Fonte: Autora

Assim como para a inclinação da base da fundação, se pode observar no Gráfico 10 que a capacidade de carga à ruptura decresce com o aumento da inclinação do terreno nos três casos. Quanto mais inclinado o terreno ao lado da fundação, menor será a sua capacidade de suporte. Foi possível ajustar uma função

polinomial para representar a variação da capacidade de carga com a inclinação do terreno, estas equações estão apresentadas na Tabela 27. Onde substituindo o valor de ω pela inclinação do terreno, obtém-se a capacidade de suporte do solo.

Tabela 27: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento da inclinação do terreno

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 0,164 \omega^2 - 24,348 \omega + 1260,3$	$R^2 = 0,9996$
Retangular	$q_{ult} = 0,1443 \omega^2 - 21,083 \omega + 1058,4$	$R^2 = 0,9996$
Corrida	$q_{ult} = 0,1246 \omega^2 - 17,817 \omega + 856,61$	$R^2 = 0,9996$

Fonte: Autora

Esta influência de ω , diminuindo a capacidade de carga das fundações pode ser explicada através do que diz Das (2013), uma face de solo exposta, formando um ângulo com a superfície horizontal, nada mais é que um talude. Estes taludes podem ser feitos pelo homem ou naturais, e podem romper de diferentes modos, classificando-os como: queda; tombamento; deslizamentos, espalhamentos; e/ou escoamentos.

Portanto, devido ao fato desta instabilidade dos taludes, que é o mesmo caso que o analisado no estudo, inclinação do terreno ao lado da fundação, comprova-se porquê da inclinação do terreno causa a diminuição da capacidade de carga, pois quanto mais inclinado for o terreno, mais riscos há de ele romper, assim deixando a fundação há mostra, e correndo o risco de ela também romper. Outro fato que ocorre ao deslizar o solo, é que o solo sobre a fundação também diminui, assim diminuindo a tensão efetiva (q).

4.1.8 Análise geral

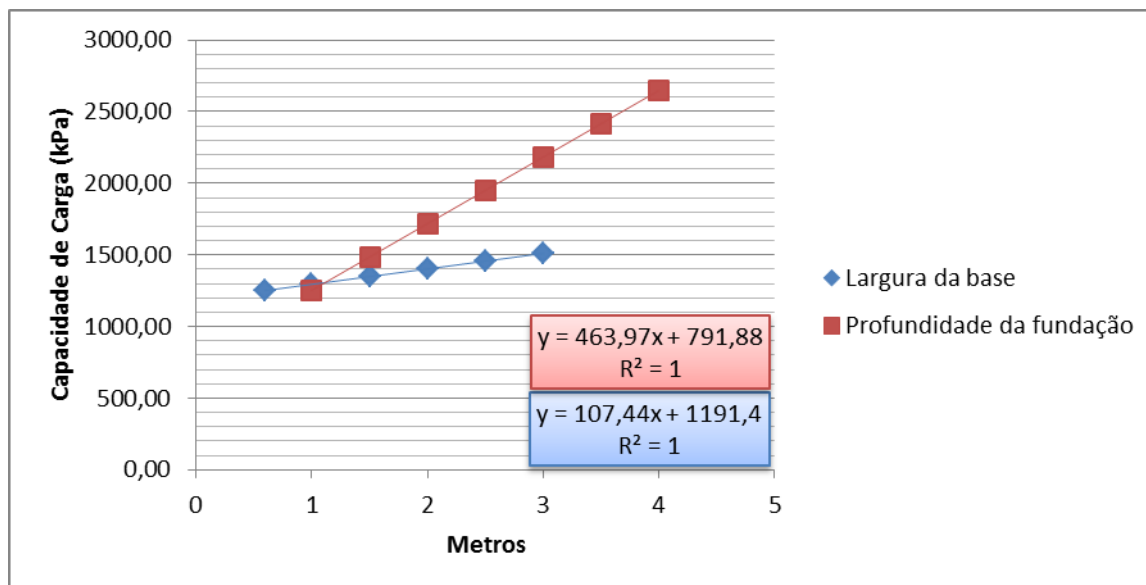
Após avaliar todos os resultados, foi observado que o maior valor de capacidade de carga foi obtido na variação do parâmetro ângulo de atrito interno do solo, para um ângulo de atrito de 45° , onde os demais parâmetros estavam fixados com os seguintes valores: largura da base de 0,6 metros, coesão do solo de 15 kPa, a profundidade da fundação de 1 metro, peso específico do solo em 16 KN/m^3 , e a inclinação da base e do terreno em 0° . Com a utilização destes parâmetros a capacidade de carga chegou a 9115,27 kPa para a sapata quadrada e circular, 7288,52 kPa para a sapata retangular e 5461,76 kPa para a sapata corrida.

Ainda, a sapata quadrada e circular foram as que obtiveram os maiores valores para a capacidade de carga em todos os parâmetros analisados. E dentre os parâmetros analisados somente a inclinação da base e do terreno é que fazem a capacidade de carga decrescer com o aumento de suas inclinações. Enquanto os demais parâmetros aumentam a capacidade de suporte, ao aumentar seus valores.

É importante ressaltar que os resultados obtidos neste caso geral são limitados ao intervalo de valores dos parâmetros analisados.

Outro fato que deve ser analisado juntamente é a variação da capacidade de carga para a largura da base e para a profundidade da fundação, que estão apresentadas no Gráfico 11. A largura da base (B) foi variada entre 0,6m e 3m, e a profundidade de assentamento (D) foi variada de 1 a 4 metros de profundidade, e os demais parâmetros permaneceram os mesmos, assim como detalhado nas Tabelas 6 e 7. Ou seja, durante a variação da profundidade da fundação, a largura da fundação permaneceu em 0,6 metros, e quando a largura da base foi variada a profundidade de embutimento permaneceu em 1 metro. Estes valores que constam no Gráfico 11 já estavam nos Gráficos 1 e 4, porém estão apresentados no mesmo gráfico, para facilitar a análise de ambos. Para esta análise foram utilizados somente os valores da variação dos dois parâmetros para a sapata quadrada e circular.

Gráfico 11: Variação da capacidade de carga com o aumento da largura da base e do embutimento da fundação



FONTE: Autora

Observa-se no Gráfico 11 que variando a profundidade da fundação obtém-se uma capacidade de carga maior do que variando a largura da base, com isso pode-se dizer que é mais favorável do ponto de vista econômico, quando precisamos de uma capacidade de carga maior, aumentar a profundidade de assentamento da sapata, do que a largura da mesma. Pois uma sapata de 60cm x 60cm à quatro metros de profundidade possui uma capacidade de carga maior que uma sapata de 3m x 3m à um metro de profundidade. Portanto, torna-se mais econômico aprofundar a fundação no solo, ao invés de aumentar sua largura, pois ao aumentar a largura da base, os custos com concreto e aço são maiores do que o de escavar um buraco maior.

4.2 Resultados e análise dos resultados do estudo de caso

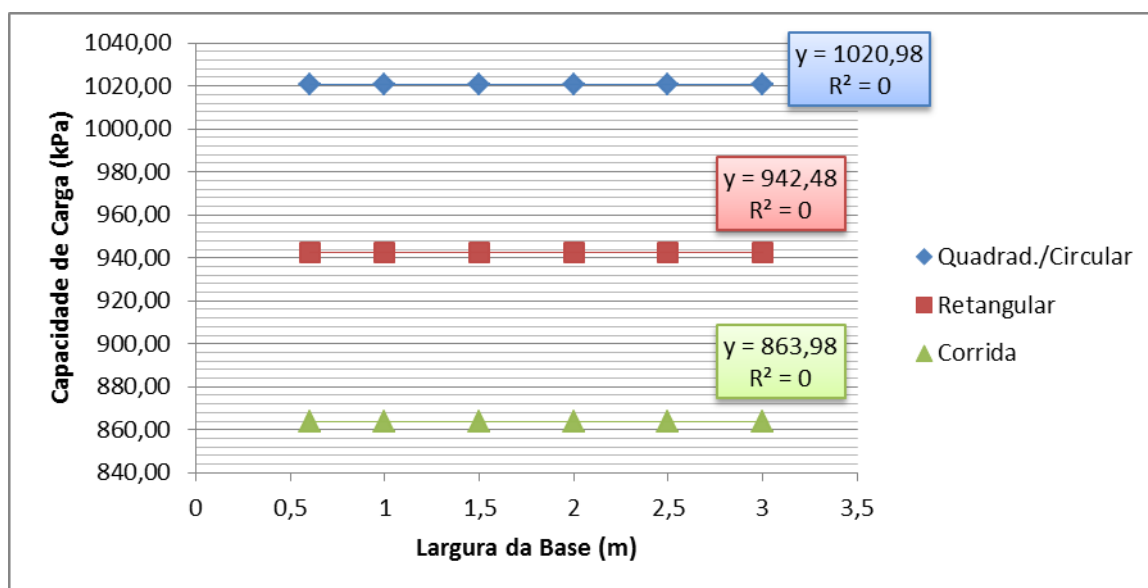
A seguir serão apresentados os resultados obtidos nas análises do estudo de caso para o solo de Lajeado/RS, onde foi analisada a influência dos parâmetros na capacidade de carga quando o ângulo de atrito é igual a 0, para esta análise foi utilizado o seguinte modelo de solo:

- Solo argiloso com peso específico de 19 KN/m³;
- Largura da base da fundação foi inicialmente de 0,6 m para as sapatas quadrada, retangular e corrida, e diâmetro de 0,6 m para a sapata circular;
- Comprimento da sapata retangular (L) inicial de duas vezes a largura (B), ou seja, 1,20 m;
- Profundidade de assentamento inicial de 3 metros;
- Ângulo de atrito do solo de 0°;
- Coesão do solo em 157 kPa;
- Inclinação da base e do terreno igual a 0°, ou seja, sem inclinação.

4.2.1 Largura da Base

O primeiro parâmetro a ser analisado no estudo de caso para o solo de Lajeado foi a largura da base (B), que foi variada entre 0,6 metros a 3 metros de largura, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 15, para os quatro tipos de sapatas. Com isto obteve-se o Gráfico 12, que mostra a relação entre a capacidade de carga e a largura da base.

Gráfico 12: Variação da capacidade de carga com o aumento da largura da base.



Fonte: Autora

Observando o Gráfico 12 pode-se verificar que a capacidade de suporte não se altera conforme aumenta a largura da base da fundação, ou seja, permanece sempre o mesmo valor, sem importar a largura da base. Assim não sendo possível criar uma função que represente a relação entre a capacidade de carga e a largura da base. Sendo que a capacidade de carga permaneceu nos seguintes valores: sapata quadrada e circular 1020,98 kPa, a sapata retangular 942,48 kPa, e a sapata corrida 863,98 kPa.

Este fato pode ser explicado através do desmembramento da Equação geral (19), que é composta de três partes que somadas chegam ao valor total da capacidade de carga. A primeira parte é referente a coesão do solo ($c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$), a segunda é a sobrecarga ($q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$), e a terceira é a parte referente ao atrito do solo ($\frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$).

Quando o ângulo de atrito é igual a 0° , a parcela de atrito na Equação geral de Terzaghi é anulada, pois é necessário fixar os valores dos fatores de capacidade de carga (N_c, N_q, N_γ) conforme os valores da Tabela 3, propostos por Vesic (1975), assim N_γ é igual a zero. Quando os outros fatores e o parâmetro de largura da base (B) são multiplicados pelo $N_\gamma=0$, toda a parte de atrito da Equação geral fica igual a zero. Deste modo não importa o valor utilizado para B, pois quando ele for multiplicado pelos outros fatores ($N_\gamma=0$) o resultado será zero.

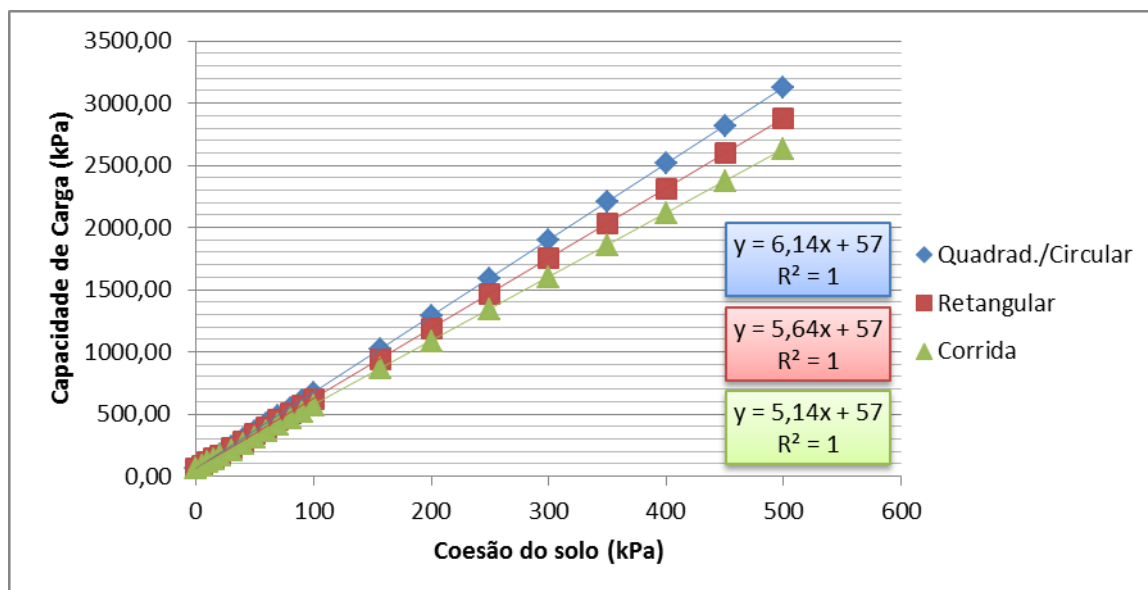
Entretanto, sabe-se que ao aumentar a largura da base, estará aumentando a área de contato entre a fundação e o solo. Conforme a NBR 6122/2010, a fundação superficial é aquela cuja carga da estrutura é conduzida ao solo pela base da fundação. Deste modo, ao aumentar a área de contato entre a sapata e o solo, a carga suportada pela mesma será maior. Porém quando o ângulo de atrito do solo é igual a zero este fato não pode ser comprovado através do cálculo da Equação geral de Terzaghi.

4.2.2 Coesão do Solo

O segundo parâmetro a ser analisado para este estudo de caso foi a coesão do solo (c') foi variada de 0 a 500 kPa, mantendo os demais parâmetros constantes,

conforme apresentado na Tabela 16, para os quatro tipos de sapatas, o Gráfico 13 mostra como é relacionada a capacidade suporte da fundação para este parâmetro de resistência.

Gráfico 13: Variação da capacidade de carga com o aumento da coesão do solo.



Fonte: Autora

Analisando o Gráfico 13 pode-se notar que a capacidade de suporte aumenta linearmente com o aumento da coesão do solo, assim como aconteceu no caso geral. Deste modo sendo possível estabelecer uma relação entre elas. Cujas equações estão apresentadas na Tabela 28. Onde substituindo o valor de c' pela coesão do solo, obtém-se a capacidade de carga do solo.

Tabela 28: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento da coesão do solo

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 6,14 c' + 57$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 5,64 c' + 57$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 5,14 c' + 57$	$R^2 = 1$

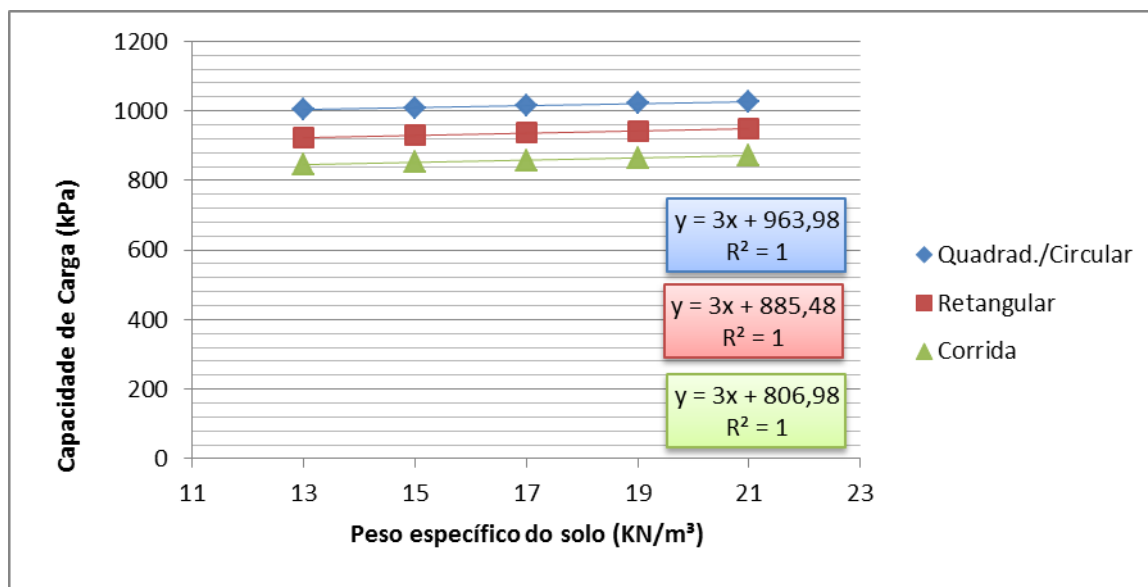
Fonte: Autora

Esta influência de c' ao aumentar a capacidade de carga, se dá pelo fato que a coesão do solo é como se fosse uma cola entre as partículas, uma atração entre elas, assim como explicado para o caso geral no Item 4.1.4. Portanto, quanto maior a coesão entre as partículas, maior a resistência do solo, e maior a capacidade de suporte.

4.2.3 Peso específico do solo

O peso específico do solo (γ) foi variado entre os valores 13 e 21 kN/m³, por se tratarem dos valores correlacionados entre os N_{SPT} de Lajeado e a Tabela 19, que dá o peso específico do solo argiloso conforme o N_{SPT} , os demais parâmetros foram mantidos constantes, conforme apresentado na Tabela 17. E foi analisado para os quatro tipos de sapatas: quadrada, circular, retangular e corrida. O Gráfico 14 ilustra a variação da capacidade de carga com o aumento do peso específico do solo.

Gráfico 14: Variação da capacidade de carga com o aumento do peso específico



Fonte: Autora

Observa-se no Gráfico 14, que a capacidade de carga aumenta linearmente com o aumento do peso específico do solo, com isso pode-se perceber que quanto maior o peso específico do solo maior será a capacidade de suporte. Deste modo, foi possível criar uma função para cada um dos tipos de sapatas que represente qual a capacidade de carga conforme o peso específico do solo, dado pelas equações da Tabela 29. Em que substituindo o valor de γ pelo peso específico do solo, obtém-se a capacidade de suporte da fundação.

Tabela 29: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento do peso específico do solo

Formato da Sapata	Equação	Coeficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 3 \gamma + 963,98$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 3 \gamma + 885,48$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 3 \gamma + 806,98$	$R^2 = 1$

Fonte: Autora

Esta influência de γ na capacidade de carga, que aumenta de acordo com o aumento do peso específico no solo já foi explicada no Item 4.1.5 do caso geral.

Porém pode-se perceber que para o caso geral a capacidade de carga teve um aumento maior com a variação do peso específico do solo, do que no estudo de caso. Evidência que pode ser verificada no coeficiente de inclinação das retas.

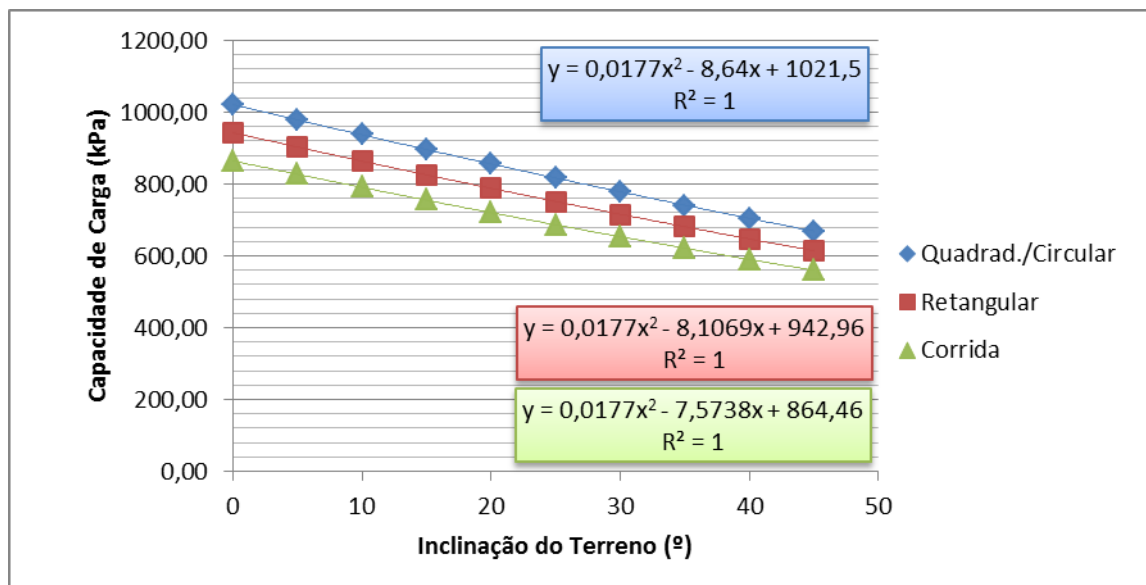
Isso ocorre pelo mesmo fato da largura da base ter permanecido a mesma para o estudo de caso, pois o peso específico do solo também compõe a parcela de atrito na Equação geral de Terzaghi ($\frac{B'}{2} \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$), que é anulada pelo ângulo de atrito igual a zero ($N_\gamma=0$). Assim sendo levado em consideração somente na parte da sobrecarga ($q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$), onde entra no cálculo da tensão efetiva do solo (q), que compõe a parte da sobrecarga da Equação geral de Terzaghi (19). A tensão efetiva é que o peso específico do solo multiplicado pela altura de solo na base da fundação, descontando a poro-pressão (se houver).

Entretanto, mesmo não sendo um acréscimo elevado, quanto maior for o peso específico do solo, maior será a capacidade de carga.

4.2.4 Inclinação do Terreno

A inclinação do terreno (ω) foi variada entre 0° e 45°, mantendo os demais parâmetros constantes, conforme apresentado na Tabela 18, para os quatro tipos de sapatas. Com isto obteve-se o Gráfico 15, que mostra a relação entre a capacidade de carga e a inclinação do terreno.

Gráfico 15: Variação da capacidade de carga com o aumento da inclinação do terreno



Fonte: Autora

Analisando o Gráfico 15, pode-se perceber que a capacidade de carga à ruptura decresce com o aumento da inclinação do terreno nos três casos. Quanto mais inclinado o terreno ao lado da fundação, menor será a sua capacidade de suporte. Foi possível ajustar uma função polinomial para representar a variação da capacidade de carga com a inclinação do terreno, estas equações estão apresentadas na Tabela 30. Onde substituindo o valor de ω pela inclinação do terreno, obtém-se a capacidade de suporte do solo.

Tabela 30: Equações que representam a capacidade de suporte com o aumento da inclinação do terreno

Formato da Sapata	Equação	Coefficiente de determinação (R^2)
Quadrada/Circular	$q_{ult} = 0,0177 \omega^2 - 8,64 \omega + 1021,5$	$R^2 = 1$
Retangular	$q_{ult} = 0,0177 \omega^2 - 8,1069 \omega + 942,96$	$R^2 = 1$
Corrida	$q_{ult} = 0,0177 \omega^2 - 7,5738 \omega + 864,5$	$R^2 = 1$

Fonte: Autora

Esta influência de ω , diminuindo a capacidade de carga das fundações foi explicada no Item 4.1.7 do caso geral. Que este fato ocorre devido a instabilidade dos taludes, ou seja, inclinação do terreno ao lado da fundação, pois quanto mais inclinado for o terreno, mais riscos há de ele romper, assim deixando a fundação há mostra, e correndo o risco de ela também romper. Porém, as equações que representam o caso geral e o estudo de caso não são as mesmas, pois os demais parâmetros mudam de um caso para o outro, o que altera os valores da capacidade de carga.

4.2.5 Análise geral do Estudo de caso

Após avaliar os gráficos do estudo de caso para o solo de Lajeado, onde o ângulo de atrito é igual a zero, foi observado que o maior valor de capacidade de carga foi obtido na variação do parâmetro coesão do solo, para uma coesão de 500 kPa, onde os demais parâmetros estavam fixados com os seguintes valores: largura da base de 0,6 metros, profundidade da fundação em 3 metros, ângulo de atrito de 0° , peso específico do solo em 19 KN/m^3 , e inclinação do terreno em 0° . Com a utilização destes parâmetros a capacidade de carga chegou a 3127,00 kPa para a sapata quadrada e circular, 2877,00 kPa para a sapata retangular, e 2627,00 kPa para a sapata corrida.

No estudo de caso, assim como no caso geral, as sapatas quadrada e circular foram as que obtiveram maior capacidade de carga para todos os parâmetros analisados. Também é possível comparar entre os parâmetros que foram analisados no estudo de caso e no caso geral, que no estudo de caso todos obtiveram valores menores para a capacidade de carga do que no caso geral. Este fato é devido ao ângulo de atrito ser igual a zero, assim anulando a parte referente ao atrito do solo na Equação geral de Terzaghi.

É importante ressaltar que os resultados obtidos neste estudo de caso são limitados ao intervalo de valores dos parâmetros analisados.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo teve como objetivo principal analisar a influência dos parâmetros do solo e da estrutura da fundação na capacidade de carga das fundações superficiais, tendo em vista que, não há muitas informações sobre a influência destes parâmetros em trabalhos e livros.

A partir das análises realizadas, chegou-se a algumas conclusões, que serão apresentadas a seguir. Por último, será realizado um breve comentário sobre possíveis pesquisas futuras.

Com os objetivos iniciais alcançados, pode-se concluir para o caso geral:

I. Os resultados comprovam que determinados parâmetros ao terem seus valores aumentados aumentam também a capacidade de carga do solo, sendo que a capacidade de suporte aumenta linearmente junto com o aumento da largura da base, da profundidade de embutimento, da coesão do solo, e do peso específico do solo;

II. Já o ângulo de atrito do solo possui uma relação exponencial com a capacidade de carga das fundações, entretanto a mesma também aumenta com o aumento deste parâmetro do solo;

III. É importante salientar sobre a variação da profundidade de assentamento quando analisada juntamente com a largura da base, onde foi constatado que ao aumentar a profundidade da fundação no solo obtém-se um aumento maior do que ao aumentar a largura da base, assim sendo uma sapata de 60cm x 60cm à quatro metros de profundidade possui uma capacidade de carga

maior que uma sapata de 3m x 3m à um metro de profundidade. Portanto, torna-se mais econômico aprofundar a fundação no solo, ao invés de aumentar sua largura, pois ao aumentar a largura da base, os custos com concreto e aço são maiores do que o de escavar um buraco maior.

IV. Os parâmetros de inclinação da base da fundação e da inclinação do terreno ao lado da fundação são os únicos que possuem uma relação polinomial com a capacidade de carga, a qual decresce com o aumento da inclinação destes parâmetros. Pois o aumento destas inclinações vai contra a segurança das fundações, assim diminuindo a capacidade de suporte.

Para o estudo de caso ($\Phi = 0^\circ$) pode-se concluir:

I. Quando o ângulo de atrito do solo é igual a 0° , a largura da base não interfere na capacidade de carga, ou seja, mesmo aumentando a largura da fundação, a capacidade de suporte permanecerá a mesma.

II. A coesão e o peso específico do solo continuam com uma relação linear com a capacidade de suporte, a qual aumenta com o aumento dos valores dos parâmetros, assim como no caso geral.

III. A inclinação do terreno também possui a mesma relação polinomial, como no caso geral, diminuindo a capacidade de carga com o aumento da inclinação do terreno.

Nos dias atuais a economia na execução das obras é um dos principais pontos observados pelos investidores, este trabalho vem favorecer os profissionais no momento de projetar, mostrando à eles quais são os fatores que influenciam na capacidade de carga das fundações diretas, assim sendo possível, dentro de suas possibilidades, escolherem qual parâmetro modificar para aumentar a capacidade de carga e não aumentar muito o custo da obra.

Ainda, dentro deste tema, existem outros estudos que podem ser desenvolvidos. Para complemento do trabalho sugere-se:

I. Analisar a influência dos parâmetros do solo e da estrutura na capacidade de carga utilizando outros métodos para obtê-la;

II. Analisar a influência dos parâmetros do solo e da estrutura na capacidade de carga das fundações profundas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122/10 – Projeto e Execução de Fundações** – Especificação. ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6489/84 – Prova de carga direta sobre terreno de fundação** – Especificação. ABNT, 1984.

BRAIDA, João Alfredo; REICHERT, José M.; REINERT, Dalvan J.; SOARES, José M. D.. **Coesão e atrito interno associados aos teores de carbono orgânico e de água de um solo franco arenoso**. Ciência Rural, Santa Maria, v.37, n.6, p.1646-1653, nov-dez, 2007. ISSN 0103-8478

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações, vol.1: Fundamentos**. 6ª ed. Rio de Janeiro : LTC, 2008.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações, vol.2: Mecânica das Rochas-Fundações-Obras de Terra**. 6ª ed. Rio de Janeiro : LTC, 2011.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CRAIG, Robert F.; tradução Amir Kurban. **Mecânica dos Solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução EZ2Translate; revisão técnica Leonardo Miranda. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico F.; SAES, José L.; FROTA, Régis G. Q.; CARVALHO, Celso S.; NIYAMA, Sussumu. **Fundações: Teoria e Prática**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 2012.

MARANGON, M. **Resistência ao cisalhamento dos solos**. UFJF, Faculdade de Engenharia, Núcleo de Geotecnia, 2009.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3ªed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 3ª ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

RUVER, Cesar Alberto. **Determinação do comportamento carga-recalque de sapatas em solos residuais a partir de ensaios SPT**. Dissertação de Mestrado – Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2005.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph B. **Soil mechanics in Engineering Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1948

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VESIC, Aleksandar S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.-Y. (Eds.). *Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975.p. 121-147.

VIECILI, Cristiano. **Determinação dos Parâmetros de Resistência do Solo de Ijuí a partir do Ensaio de Cisalhamento Direto**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – Unijuí. Ijuí, 2003.

WELTER, Matheus Luis. **Estudo Comparativo entre Modelos de Obtenção de Tensão Admissível do Solo e Previsão de Recalques de Fundações Superficiais Baseados no Nspt e em Parâmetros de Resistência e**

Deformabilidade. Trabalho de Conclusão de Curso Universidade de Santa Cruz do Sul, 2014.

ANEXOS

ANEXO A



Tabela – Fatores de capacidade de carga

ϕ' (graus)	N_c	N_q	N_γ	ϕ' (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01	27	29,24	16,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	116,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	161,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	416,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				


FONTE: DAS, 2013

ANEXO B


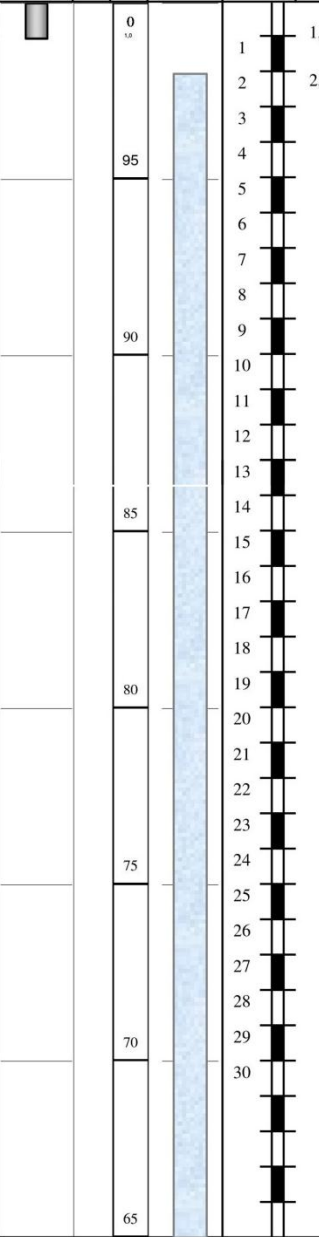
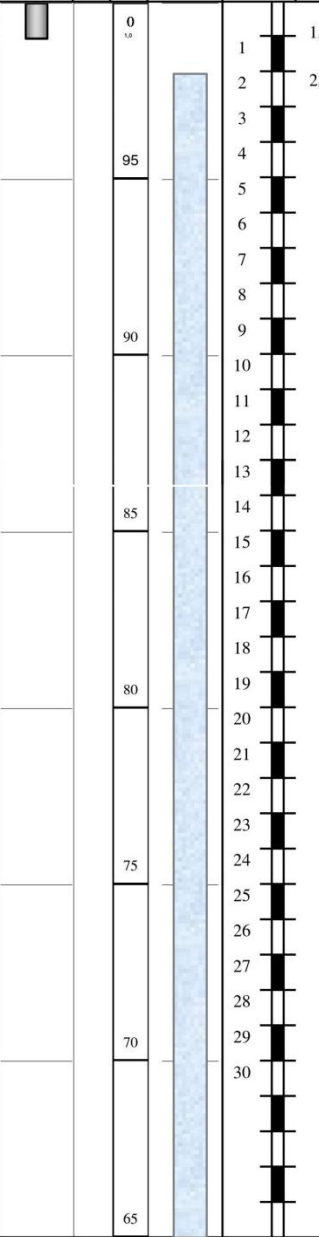
SPT – Arquibancada

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000</small> <small>www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br</small>				Cliente: Univates Obra: Arquibancada Local: Rua Avelino Tallini, 171 - Bairro Universitário - Lajeado / RS			
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° OS 33555589-1	
								Furo SP 01 Cota 99,97 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 40 50 30 cm iniciais
13	26			0		1	1,95	Argila muito siltsosa, cor variegada, consistência média a dura Argila siltsosa, vermelha varieg., cons. rija a dura Argila siltsosa, cor vermelha, consistência rija a dura Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão (arenito)	
16	50			95		2	2,35		
						3			
						4			
						5			
						6			
						7			
						8			
						9			
						10			
						11			
						12			
						13			
						14			
						15			
						16			
						17			
						18			
						19			
						20			
						21			
						22			
						23			
						24			
						25			
						26			
						27			
						28			
						29			
						30			
Profundidade nível d'água Inicial 2,00 m 25/06/2013 Final 2,00 m 26/6/2013				Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 "				Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm	
Data Início 24/6/2013 término 25/6/2013				Obs: 0					
Sondador: Fábio				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				3/7/2013 Folha 01	



SPT – Arquibancada

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000 www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br				Cliente: Univates Obra: Arquibancada Local: Rua Avelino Tallini, 171 - Bairro Universitário - Lajeado / RS			
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° OS 33555589-1	
								Furo SP 1A Cota 99,97 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	
								N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 --- 20 30 cm iniciais 40 5	
12	24			0		1	1,00	Argila siltosa, cor variegada	
19	43			95		2	2,34	Argila siltosa, cor vermelha, consistência rija a dura	
						3		Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão (arenito)	
				90		4			
						5			
						6			
						7			
						8			
				85		9			
						10			
						11			
						12			
						13			
				80		14			
						15			
						16			
						17			
						18			
						19			
				75		20			
						21			
						22			
						23			
						24			
						25			
						26			
						27			
						28			
				70		29			
						30			
				65					
Profundidade nível d'água Inicial 2,00 m 25/06/2013 Final 2,00 m 26/6/2013				Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 "				Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm	
Data Início 24/6/2013 término 25/6/2013				Obs: 0					
Sondador: Fábio				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				3/7/2013 Folha 02	




SPT – Arquibancada

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000</small> <small>www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br</small>				Cliente: Univates Obra: Arquibancada Local: Rua Avelino Tallini, 171 - Bairro Universitário - Lajeado / RS					
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° OS 33555589-1	
								Furo SP 1B Cota 99,97 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 40 50	
13	26			0	0	0	0	0	0	0	
19	50			1	1,00	Argila siltosa, cor variegada	1	1,00	0	0	0
				2	2,34	Argila siltosa, cor vermelha, consistência rija a dura	2	2,34	0	0	0
				3		Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão (arenito)	3		0	0	0
				4			4		0	0	0
				5			5		0	0	0
				6			6		0	0	0
				7			7		0	0	0
				8			8		0	0	0
				9			9		0	0	0
				10			10		0	0	0
				11			11		0	0	0
				12			12		0	0	0
				13			13		0	0	0
				14			14		0	0	0
				15			15		0	0	0
				16			16		0	0	0
				17			17		0	0	0
				18			18		0	0	0
				19			19		0	0	0
				20			20		0	0	0
				21			21		0	0	0
				22			22		0	0	0
				23			23		0	0	0
				24			24		0	0	0
				25			25		0	0	0
				26			26		0	0	0
				27			27		0	0	0
				28			28		0	0	0
				29			29		0	0	0
		30			30		0	0	0		
Profundidade nível d'água Inicial 2,00 m 25/06/2013 Final 2,00 m 26/6/2013				Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 "				Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm		Data Início 24/6/2013 término 25/6/2013	
Obs:								0			
Sondador: Fábio				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				3/7/2013		Folha 03	




SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000 www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS			
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° OS 33554875	
								Furo SP 01 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 40 50
3	2			0	Não foi encontrado N.A.	1	0,60	Camada vegetal	
2	2			2		2,10	Argila siltosa, cor vermelha, consistência muito mole a mole		
				3			Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão		
				4					
				5					
				6					
				7					
				8					
				9					
				10					
				11					
				12					
				13					
				14					
				15					
				16					
				17					
				18					
				19					
				20					
				21					
				22					
				23					
				24					
				25					
				26					
				27					
				28					
				29					
				30					
Profundidade nível d'água Inicial m 5/9/2011 Final m 5/9/2011				Amostrador Revestimento Ø 2 3/8 " Ø interno 1 3/8 " Peso 65,0 kg Ø externo 2 " Altura de queda 75,0 cm				Data Início 5/9/2011 Término 5/9/2011	
Obs:				0					
Sondador: Carlos				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				14/9/2011 Folha 01	


SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96940-110 Fone: (51) 37155000</small> <small>www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br</small>				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS			
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° OS 33554875	
								Furo SP 02 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 cm iniciais 40 50
5	6			0	Não foi encontrado N.A.	1	0,50	Camada vegetal	
7	8			2		Argila siltosa, com pedregulhos, cor vermelha, consistência mole a rija			
11	10			3				3,50	
				4				Limite de sondagem - Impenetrável ao Trépino	
				5					
				6					
				7					
				8					
				9					
				10					
				11					
		12							
		13							
		14							
		15							
		16							
		17							
		18							
		19							
		20							
		21							
		22							
		23							
		24							
		25							
		26							
		27							
		28							
		29							
		30							
Profundidade nível d'água Inicial m 5/9/2011 Final m 5/9/2011						Amostrador Revestimento Ø 2 3/8 " Data Ø interno 1 3/8 " Peso 65,0 kg Início 5/9/2011 Ø externo 2 " Altura de queda 75,0 cm Término 5/9/2011			
Obs:						0			
Sondador: Carlos						Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D 14/9/2011 Folha 02			


SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaio Geotécnicos, Concreto e Asfalto Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP96840-110 Fone: (51) 37155000 www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS			
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° OS 33554875	
								Furo SP 03 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 40 5
7	7			0	NÃO FOI ENCONTRADO N.A.	1	0,25	Camada vegetal Argila siltosa, cor vermelha, consistência média a rija ↑ Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão	
9	11			3		3,45			
8	9			4					
				95		5			
						6			
						7			
						8			
				90		9			
						10			
						11			
						12			
						13			
				85		14			
						15			
						16			
						17			
						18			
				80		19			
						20			
						21			
						22			
						23			
				75		24			
						25			
						26			
						27			
						28			
				70		29			
						30			
				65					
Profundidade nível d'água				Amostrador				Revestimento Ø 2 3/8 "	Data
Inicial m 5/9/2011				Ø interno 1 3/8 "				Peso 65,0 kg	Início 5/9/2011
Final m 5/9/2011				Ø externo 2 "				Altura de queda 75,0 cm	Término 5/9/2011
Obs:								0	
Sondador: Carlos				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				14/9/2011	Folha 03


SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaio Geotécnicos, Concreto e Asfalto Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000 www.estacasbrasil.com.br				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS				
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° OS 33554875 N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 30 cm iniciais
								Furo SP 04 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		
7	8			0		1	0,20	Camada vegetal		
8	12					2		Argila siltosa, cor vermelha, consistência média a rija		
10				95		3	3,10	Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão		
						4				
						5				
						6				
						7				
						8				
						9				
				90		10				
						11				
						12				
						13				
				85		14				
						15				
						16				
						17				
						18				
						19				
				80		20				
						21				
						22				
						23				
				75		24				
						25				
						26				
						27				
						28				
				70		29				
						30				
				65						
Profundidade nível d'água						Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data
Inicial m 5/9/2011						Ø interno 1 3/8 "		Peso 65,0 kg		Início 5/9/2011
Final m 5/9/2011						Ø externo 2 "		Altura de queda 75,0 cm		Término 5/9/2011
Obs:										0
Sondador: Carlos						Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D		14/9/2011		Folha 04



SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96940-110 Fone: (51) 37155000 www.estacasbrasil.com.br				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS					
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° OS 33554875 N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 30 cm iniciais	
								Furo SP 05 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos			
9	10			0		1	0,20	Camada vegetal			
11	11					2	2,50	Argila siltosa, cor vermelha, consistência média a rija			
12	13					3	3,50	Argila siltosa, com pedregulhos, cor vermelha, consistência rija			
				95		4		Limite de sondagem - Impenetrável ao Trépano			
						5					
						6					
						7					
						8					
						9					
				90		10					
						11					
						12					
						13					
				85		14					
						15					
						16					
						17					
						18					
						19					
				80		20					
						21					
						22					
						23					
				75		24					
						25					
						26					
						27					
						28					
				70		29					
						30					
				65							
Profundidade nível d'água Inicial m 5/9/2011 Final m 5/9/2011						Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 "			Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm		Data Início 5/9/2011 Término 5/9/2011
Obs:						0					
Sondador: Carlos						Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D			14/9/2011 Folha 05		

SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000</small> <small>www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br</small>				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS				
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem N° OS 33554875		
								Furo SP 06 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 --- 20 30 40 50	
6	8			0		1	0,20	Camada vegetal		
9	12			95		2	3,00	Argila siltosa, cor vermelha, consistência média a rija		
				90		3		Limite de sondagem - Impenetrável ao Trépano		
				85		4				
				80		5				
				75		6				
				70		7				
				65		8				
						9				
						10				
						11				
						12				
						13				
						14				
						15				
						16				
						17				
						18				
						19				
						20				
						21				
						22				
						23				
						24				
						25				
						26				
						27				
						28				
						29				
						30				
Profundidade nível d'água Inicial m 5/9/2011 Final m 5/9/2011				Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 "				Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm		Data Início 5/9/2011 Término 5/9/2011
Obs:				0						
Sondador: Carlos				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				14/9/2011 Folha 06		



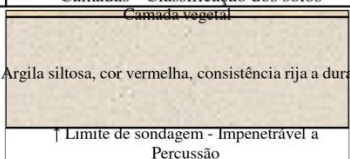

SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaio Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobus, 213 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96840-110 Fone: (51) 37155000</small> <small>www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br</small>				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS							
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° OS 33554875			
								Furo SP 07 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 40 50			
9	10			0		1	0,20	Camada vegetal					
13	16			95		2		Argila siltosa, cor vermelha, consistência média a rija					
13	12					3	3,45	Limite de sondagem - Impenetrável a Percussão					
				90		4							
						5							
				85		6							
						7							
				80		8							
						9							
				75		10							
						11							
				70		12							
						13							
				65		14							
						15							
						16							
						17							
						18							
						19							
						20							
						21							
						22							
						23							
						24							
						25							
						26							
						27							
						28							
						29							
						30							
Profundidade nível d'água Inicial m 5/9/2011 Final m 5/9/2011						Amostrador Ø interno 1 3/8 " Ø externo 2 "			Revestimento Ø 2 3/8 " Peso 65,0 kg Altura de queda 75,0 cm			Data Início 5/9/2011 Término 5/9/2011	
Obs:									0				
Sondador: Carlos						Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D			14/9/2011 Folha 07				

SPT – Tecnovates

[illegible]

SPT – Tecnovates

		Projeto de Fundações – Sondagens de Solo Estacas Rotativas Hidráulicas e Pré Moldadas Ensaios Geotécnicos, Concreto e Asfalto <small>Rua Felipe Jacobus, 216 – Santa Cruz do Sul - RS CEP 96940-110 Fone: (51) 37155000</small> <small>www.estacasbrasil.com.br estacasbrasil@estacasbrasil.com.br</small>				Cliente: FUVATES - FUNDAÇÃO VALE TAQUARI ED. DES. SOCIAL Obra: CENTRO TECNOLÓGICO Local: LAJEADO - RS					
Índice de SPT iniciais	Índice SPT finais	Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	Cota do N.A.	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° OS 33554875	
								Furo SP 09 Cota 100,00 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		N° de golpes/ 30 cm 30 cm finais 10 20 30 40 5	
12	14			0	Não foi encontrado N.A.	1	0,20				
21	22			2		3,40					
22				3							
				4							
				5							
				6							
				7							
				8							
				9							
				10							
				11							
				12							
				13							
				14							
				15							
				16							
				17							
				18							
				19							
				20							
				21							
				22							
				23							
				24							
				25							
				26							
				27							
				28							
				29							
				30							
Profundidade nível d'água				Amostrador				Revestimento Ø 2 3/8 "		Data	
Inicial m 5/9/2011				Ø interno 1 3/8 "				Peso 65,0 kg		Início 5/9/2011	
Final m 5/9/2011				Ø externo 2 "				Altura de queda 75,0 cm		Término 5/9/2011	
Obs:										0	
Sondador: Carlos				Eng: Auro Jorge Schilling CREA/RS 62.249D				14/9/2011		Folha 09	

